

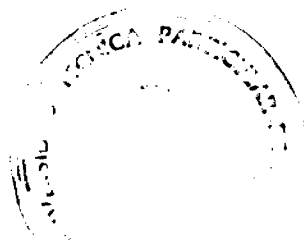
690X557 EIC

Universidad de los Andes
Escuela de Ingeniería

Revisado el 99-11-08

Valor \$20.000

Nº Clasificación 1999 L961 IC351



237 pág. DL

690

Sismología - Edificios
Estructuras de acero
Cimentación

693.85
690



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

Facultad de Ingeniería Civil

**“ ESTRUCTURACION SISMICA DE
EDIFICIOS ”**

*Tesis previa a la Obtención
del Título de: INGENIERO CIVIL*

AUTORES:

**Vilma Janeth Luna Tenesaca
Jannyne Nohemi Pauta Labanda**

DIRECTOR:

Ing. Humberto Ramírez R.

Loja - Ecuador

1999



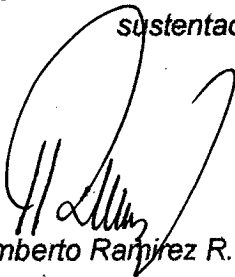
Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NC-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

2017

Ing. Humberto Ramirez R.
Profesor de la Facultad de
Ingeniería Civil de la
Universidad Técnica
Particular de Loja.

CERTIFICA:

Que la presente Tesis ha
sido elaborada bajo mi
dirección, por lo que
autorizo su presentación y
sustentación.

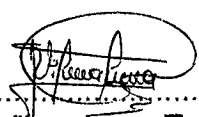
A handwritten signature in black ink, appearing to be 'H. Ramirez R.', written over a large, loopy circular flourish.

Ing. Humberto Ramirez R.

DIRECTOR

AUTORIA:

La responsabilidad sobre la información recopilada, métodos empleados, opiniones, conclusiones y recomendaciones obtenidas en la presente investigación pertenecen exclusivamente a las autoras.



.....
Vilma Luna T.



.....
Jahnyne Pauta L.

AGRADECIMIENTO

Primeramente a Dios, Ser Supremo que nos supo guiar por el mejor camino.

Al Ing. Humberto Ramirez, Profesor de la Facultad de Ingeniería Civil, por el gran esfuerzo y dedicación con que dirigió la presente Tesis.

A las autoridades y profesores de la Facultad de Ingeniería Civil, por haber compartido sus valiosos conocimientos y experiencias, a lo largo de nuestros estudios superiores.

LAS AUTORAS.

DEDICATORIAS:

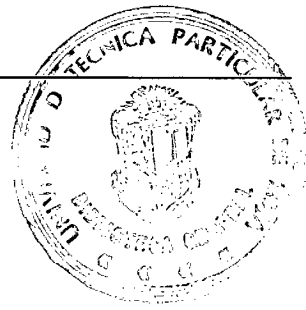
A mi querido hermano Luis Alfredo, a mis adorados padres y demás hermanos por haber llevado mi vida hacia el camino de la superación y el éxito. Y a mi fiel amiga Jannyne.

Vilma Janeth

A mis amados padres José Carlos y Amada Nohemi, a mis hermanos; quienes con su apoyo y comprensión han hecho posible la culminación de mis estudios superiores, y de manera especial a mi mejor amiga Vilma.

Jannyne Nohemí

CONTENIDO



CONTENIDO

CAPITULO 1

ESTRUCTURACIÓN

1.1 Introducción.

1.1.1 El desarrollo del conocimiento

1.2 MOVIMIENTO DEL SUELO

1.2.1 La naturaleza del movimiento del suelo.

1.2.2 Medida del movimiento del suelo.

1.3 REACCIÓN DEL EDIFICIO AL MOVIMIENTO DEL SUELO

1.3.1 Fuerzas de inercia.

1.3.2 Periodo y resonancia.

1.3.3 Amortiguamiento, ductilidad y torsión.

1.3.3.1 Amortiguamiento

1.3.3.2 Ductilidad

1.3.3.3 Torsión

1.3.4 Resistencia y rigidez

1.3.5 Sistemas resistentes

1.3.5.1 Diafragmas

1.3.5.2 Muros resistentes al cortante y marcos contraventeados

1.3.5.3 Marcos resistentes al momento

1.3.6 Elementos no estructurales

1.4 DISCONTINUIDAD DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

- 1.4.1 El problema general
 - 1.4.1.1 El piso débil
 - 1.4.2 Soluciones
 - 1.4.3 Muros de cortantes discontinuos
 - 1.4.4 Variación en la rigidez de las columnas
 - 1.4.5 Columna débil, viga fuerte
 - 1.4.6 Interacción entre muros de cortante y marcos
 - 1.4.7 Modificaciones no estructurales
 - 1.5 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION
 - 1.5.1 Introducción.
 - 1.5.2 Características generales deseables.
 - 1.5.2.1 Peso.
 - 1.5.2.2 Sencillez, Simetría y regularidad en planta.
 - 1.5.2.3 Plantas poco alargadas.
 - 1.5.2.4 Sencillez, Simetría y regularidad en elevación.
 - 1.5.2.5 Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.
 - 1.5.2.6 Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.
 - 1.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES Y DE CIMENTACION
 - 1.6.1 Marcos.
 - 1.6.2 Muros de rigidez.
 - 1.6.3 Cimentaciones.
 - 1.7 FACTORES DE REDUCCION POR DUCTILIDAD
 - 1.8 REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS
- 

- 1.8.1 Aspectos generales.
- 1.8.2 Estructuras de concreto.
 - 1.8.2.1 Introducción
 - 1.8.2.2 Materiales
 - 1.8.2.3 Requisitos para vigas
 - 1.8.2.4 Requisitos para columna
 - 1.8.2.5 Requisitos para uniones viga – columna
 - 1.8.2.6 Requisitos para losas planas
 - 1.8.2.7 Requisitos para muros de rigidez
- 1.9 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO
 - 1.9.1 Conceptos generales
 - 1.9.2 Material
 - 1.9.3 Requisitos geométricos
 - 1.9.3.1 Requisitos para vigas y columnas
 - 1.9.3.1.1 Requisitos para vigas
 - 1.9.3.1.2 Requisitos para columnas
- 1.10 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
 - 1.10.1 Conceptos generales
 - 1.10.2 Métodos de diseño
 - 1.10.2.1 Detalles para aislar elementos arquitectónicos

CAPITULO 2

CONFIGURACION

- 2.1 NATURALEZA DE LA CONFIGURACION
- 2.2 IMPORTANCIA DE LA CONFIGURACION
- 2.3 LA CONFIGURACION Y LOS REGLAMENTOS
- 2.4 INFLUENCIA DE LA CONFIGURACION SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO
 - 2.4.1 Introducción
 - 2.4.2 Escala
 - 2.4.3 Altura
 - 2.4.4 Tamaño horizontal
 - 2.4.5 Proporción
 - 2.4.6 Simetría
 - 2.4.7 Distribución y concentración
 - 2.4.8 Densidad de la estructura en planta
 - 2.4.9 Esquinas
 - 2.4.10 Resistencia perimetral
 - 2.4.11 Redundancia
- 2.5 IRREGULARIDADES SIGNIFICATIVAS DE CONFIGURACIONES SENCILLAS
 - 2.5.1 Variaciones de resistencia y rigidez perimetrales
 - 2.5.2 Situación del núcleo, falsa simetría

2.6 CONFIGURACION CON ESQUINAS INTERIORES

2.6.1 Definición

2.6.2 Problemas

2.6.3 Soluciones

2.7 CONFIGURACIONES ESCALONADAS VERTICALMENTE

2.7.1 Definición

2.7.2 Problemas

2.7.3 Soluciones

2.8 DETERMINACION DE LA CONFIGURACION

2.8.1 Introducción

2.8.2 Determinantes

CAPITULO 3

DISEÑO SISMICO

3.1 INTRODUCCION

3.2 DISEÑO SISMICO DE ACUERDO A L TIPO DE EDIFICIO

3.3 SOLUCIONES DEL DISEÑO SISMICO PARA EDIFICIOS DE USO PUBLICO

3.3.1 Oficinas de baja altura

3.3.2 Oficinas de mediana a gran altura

3.3.3 Residencial, multifamiliar de baja altura

3.3.4 Residencial de gran altura

3.3.5 Consultorios médicos de baja altura

3.3.6 Consultorios médicos de mediana a gran altura

3.3.7 Centros Educativos de baja altura

3.3.8 Centros Educativos de gran altura

3.3.9 Comercial de baja altura

3.3.10 Comercial de un solo piso

3.3.11 Industrial de un solo piso

3.3.12 Estación de bomberos, mantenimiento de vehículos

3.3.13 Biblioteca de mediana a gran altura con estantería integrada

3.4 PRINCIPIO DE DISEÑO SISMICO

3.4.1 Objetivos del diseño sísmico

3.4.2 Aspectos que definen la acción sísmica

3.4.3 Características de los edificios que definen la respuesta a sismos

- 3.4.3.1 Periodo natural de vibración
- 3.4.3.2 Amortiguamiento viscoso
- 3.4.3.3 Curvas carga - deformación inelástica
- 3.4.4 Características de los principales materiales estructurales
- 3.4.5 Comportamiento de elementos estructurales

CAPITULO 4

DETERMINACION DEL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD

4.1 INTRODUCCION

4.2 AMENAZA SISMICA

4.2.1 Peligrosidad

4.2.2 Zonas fuentes

4.2.2.1 Mapa tectónico

4.2.3 Potencial sísmico

4.3 LEYES DE ATENUACION

4.3.1 Dispersión geométrica.

4.3.2 Atenuación anelástica

4.3.3 Atenuación de energía

4.3.4 Rotación entre parámetros sísmicos

4.4 EVALUACION

4.4.1 Valor de A_0

4.4.2 Forma del espectro

4.4.3 Espectros suavizados

4.4.4 Espectros en función de la distancia

4.5 MODELOS HISTERETICOS

4.6 ENERGÍA DE ENTRADA

4.7 PARAMETRO DE VULNERABILIDAD

4.7.1 Daño local

4.7.2 Daño global

4.8 NORMAS PARA DETERMINAR EL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD

4.8.1 Normativa para edificios de hormigón armado

4.8.2 Organización del sistema resistente

4.8.3 Calidad del sistema resistente

4.9 RESISTENCIA CONVENCIONAL

4.10 EJEMPLO

CAPITULO 5

NORMATIVAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE ✓

5.1 INTRODUCCION /

5.2 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGÚN EL CODIGO PERUANO

5.2.1 Fuerzas sísmicas

5.2.2 Distribución vertical de las fuerzas horizontales

5.3 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGÚN EL CODIGO ECUATORIANO

5.4 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGÚN EL CODIGO CHILENO

5.4.1 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

5.5 ANALISIS COMPARATIVO DE LAS FORMULAS UTILIZADAS PARA EL CALCULO DE LA FUERZA BASAL

5.6 EJEMPLO DE APLICACION

CAPITULO 6

PROGRAMA E.S.E.

- 6.1 INTRODUCCION
- 6.2 MANEJO DEL PROGRAMA
- 6.3 BREVE RESUMEN DEL CONTENIDO DEL PROGRAMA

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

INDICE

INTRODUCCION

INTRODUCCION

Desde hace mucho tiempo los ingenieros han aceptado la idea que la configuración del edificio (tamaño, forma y elementos componentes del mismo) tienen un efecto significativo durante los sismos. Sin embargo, la aplicación de dichos principios no ha sido efectiva y se continúa viendo el uso de configuraciones riesgosas en áreas sísmicas.

Los arquitectos están íntimamente relacionados con la configuración de un edificio ya que son ellos los que definen la forma y tamaño de la estructura, pero existen otros factores importantes como el tamaño y la situación de los elementos no estructurales (muros pisos, escaleras, divisiones interiores, etc.), los mismos que pueden influir en el comportamiento estructural.

El objetivo de la presente tesis no es el de restringir aún más la libertad del diseñador, sino llenar el vacío que existe y aclarar en términos no analíticos sino sencillos, la manera en que la arquitectura de un edificio influye en su capacidad para soportar sismos, y aportar información que conducirá al diseñador a la buena práctica del diseño sísmico. La información se presenta en forma conceptual más que analítica, porque configura la manera de pensar del diseñador, es así que se empieza con un estudio de aquellos aspectos del movimiento del suelo que son significativos para el comportamiento del edificio.

Luego se habla de la configuración, ya que después de muchos estudios realizados acerca del colapso de las estructuras se ha determinado que una gran parte de ellas han fallado por errores de configuración.

Desde el punto de vista del diseño sísmico resulta bastante necesario analizar el problema de estructuración, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante los efectos de un sismo, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento, por el contrario, la experiencia obtenida en varios movimientos telúricos nos han demostrado que los edificios bien concebidos estructuralmente han tenido un comportamiento adecuado. Es así que la estructuración comprende algunos principios básicos que deben tomarse en cuenta como son: simplicidad y simetría de la estructura, no ser alargada tanto en planta como en elevación, tener resistencia distribuida de manera uniforme y continua, etc.

El objetivo del diseño sísmico es producir estructuras óptimas que no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad, que el daño sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para temblores de gran intensidad se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso; también, se persigue que las deformaciones sean menores que los límites para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio.

Para conseguir los objetivos mencionados no basta que el ingeniero aplique los requisitos estipulados en los reglamentos, sino también que tengan conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas y por otra parte, sobre las características de los materiales y de los sistemas estructurales que definen la respuesta sísmica de los edificios.

Dentro del capítulo que trata la determinación del parámetro de vulnerabilidad o índice de daño sísmico, se establecen diferentes métodos para el cálculo de este parámetro,

ya que antes de realizar el diseño estructural podemos determinar el grado de vulnerabilidad de una estructura en el momento que es atacado por un sismo.

En el capítulo 5 que se refiere a la normativa de diseño sismorresistente se hace una recopilación y comparación de las normas existentes en los diferentes países como son: Perú, Chile y Ecuador para calcular la fuerza basal que será distribuida en cada uno de los niveles de la estructura.

Finalmente se ha elaborado un programa computacional en un lenguaje actual como es el Visual Basic. Todo el manejo del programa se realizará en un ambiente gráfico ya que se ha utilizado las ventajas que nos presenta las ventanas de Windows.

Este programa constituye una guía rápida de acceso a los conceptos importantes que determinan una buena estructuración y por ende un comportamiento sísmico eficaz de las estructuras.

CAPITULO 1

ESTRUCTURACION

1.1 INTRODUCCION

1.1.1 El desarrollo del conocimiento

El observar el mapa de zonas sísmicas del mundo, nos pone al tanto sobre la incidencia de los sismos ya que, nuestro país es una zona de elevada peligrosidad sísmica, aunque también existen zonas de baja sismicidad como son las regiones de: Siberia, Groenlandia, el Norte de Canadá, la mayor parte de Australia, la cuenca amazónica, el Sahara y la Antártida.

El factor sísmico no ha propiciado la evolución de las formas constructivas de manera muy sofisticada y efectiva, la explicación de todo esto radica en que las características físicas de los sismos no se habían comprendido bien hasta este siglo.

Después del terremoto de San Francisco de 1906 se empezó a establecer la idea de que el diseño del edificio influía en su comportamiento sísmico, y es así que en 1923, cuando ocurrió el terremoto en Tokio, se establecieron firmemente los principios del diseño sísmico basados en métodos empíricos.

Esta situación empezó a cambiar después del terremoto de Alaska en 1964, en donde se hicieron importantes estudios sobre los efectos de este fenómeno, pero en el terremoto de San Fernando en 1971 se despertó un mayor interés acerca de los aspectos básicos del diseño sísmico en Estados Unidos como es la intensificación de programas para la investigación sobre la reducción del riesgo sísmico.

En la actualidad, el estudio del diseño sísmico constituye un interés nacional primordial, y a medida que continúa la investigación, el nivel de la práctica del diseño



sísmico se vuelve más complejo, esto tiene gran efecto en elevar el grado de responsabilidad a los Ingenieros y Arquitectos.

1.2 MOVIMIENTO DEL SUELO

1.2.1 La naturaleza del movimiento del suelo

Samuel Clemens, quien vivió en California en la década de 1860 en que hubo varios terremotos resume que, un observador agudo incluso sin conocimientos geológicos, puede describir con exactitud la variada naturaleza del movimiento del suelo durante los terremotos.

" He sufrido una buena cantidad de terremotos, y de diversas variedades, algunos que se presentan como un estremecimiento universal; otros nos dan dos o tres empujones súbitos hacia arriba y desde abajo; otros que oscilan grande y deliberadamente de un lado a otro; y aún otros que empiezan rodando y ondulándose bajo nuestros pies como una gran ola marina ".

La expresión " movimiento del suelo " es una descripción literal; el suelo se mueve a una distancia máxima de aproximadamente 30 cm con respecto al punto de inicio. A veces el movimiento del suelo predomina de un lado a otro en una dirección general o constituye una sola sacudida, pero esto no se puede predecir.

El señor Charles Darwin, estuvo en Chile durante el terremoto de 1835, notó que el daño habido en Concepción indicaba que el movimiento del suelo fue principalmente a lo largo de un solo eje.

Los geólogos tienen varios métodos para determinar la presencia de los planos de falla y sus características. La presencia de una falla indica la posibilidad de un sismo, aunque la determinación de su tamaño y probabilidad de ocurrencia constituye aún un aspecto científico muy incierto. Para ellos una falla activa es aquella que puede causar un sismo, y también aquella que se ha movido en los últimos 10000 años.

El deslizamiento a lo largo de una línea de falla muy abajo de la superficie de la tierra, eventualmente puede producir una " falla superficial ", es decir, la grieta o abertura en la superficie de la tierra que da al lego la visión de los temblores. Se sabe además que los grandes movimientos de tierra pueden ser causados por fallas superficiales, y un edificio situado en una falla superficial es casi seguro que sufra un daño grave sin importar lo bien diseñado que esté.

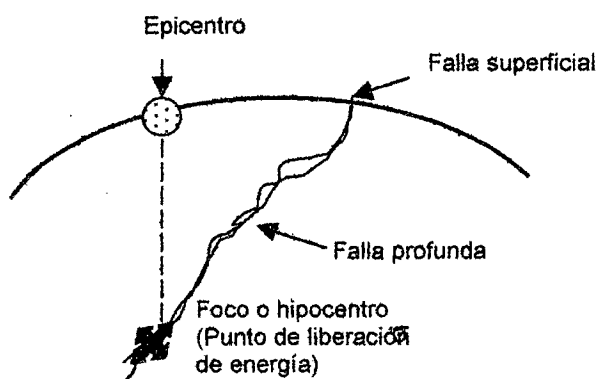


Fig. 1.2 Definiciones utilizadas para describir la localización de un sismo.

El epicentro es el punto sobre la superficie de la tierra que está directamente encima de donde se inicia la liberación de energía y el movimiento de la falla, ya que el plano de falla no es necesariamente vertical, y, como la falla se puede fracturar en una distancia considerable, la sacudida en el epicentro pueda que no sea la más intensa,

aunque con seguridad será una de las áreas más fuertemente sacudidas en determinado sismo.

Entonces, el movimiento del suelo que se transmite a través de la base de un edificio, tiene una forma azarosa, pero a veces una dirección enfática. El movimiento se origina en cuatro tipos de ondas claramente definidos, creados por la ruptura de una falla.

La primera es la onda primaria, u **onda P**, que es la más rápida y se desplaza a aproximadamente 8 km/seg., o 28800 km/h, y es la que arriba primero a una estación de registro, tiene la forma de una onda de sonido que a medida que se propaga empuja y jala alternativamente al suelo.

El segundo tipo de onda es la secundaria, u **onda S**; ésta corta a la roca lateralmente en ángulo recto con respecto a la dirección de propagación.

El tercer tipo es una onda superficial denominada **onda de Love**, que es similar a una onda secundaria (S) sin desplazamiento vertical; mueve al suelo de un lado a otro horizontalmente paralela a la superficie del suelo, en ángulos rectos respecto a la dirección de propagación, y produce sacudidas horizontales.

El cuarto tipo, también es una onda superficial, se conoce como **onda de Rayleigh**; en ésta el material perturbado se mueve tanto vertical como horizontalmente en un plano vertical alineado en la dirección en que viajan las ondas. De las dos ondas superficiales, las de Love generalmente se desplazan más rápido que las de Rayleigh. Los movimientos del suelo debidos a un sismo pueden aumentar o reducirse en amplitud o tamaño, y su rapidez de vibración o frecuencia puede variar cuando las

ondas se desplazan a través de diversas capas de suelo o roca y también a causa de la topografía.

La naturaleza del movimiento del suelo que afecta a los edificios se puede resumir de la siguiente manera: las ondas que crean movimiento emanan de la línea de ruptura de la falla, y de este modo se aproximan al edificio desde una dirección dada. La naturaleza de las ondas y sus interacciones son tales que el movimiento real en el suelo será casual: predominantemente horizontal, a menudo con cierto énfasis direccional, y a veces con un componente vertical considerable. Como el desplazamiento horizontal real del suelo tiende a ser pequeño, por lo general se mide en centímetros, pero en varios casos extremos el movimiento puede ser hasta de varios decímetros.

Otra causa por la que se producen los movimientos del suelo se debe a riesgos geológicos como la licuación de suelos que es cuando el suelo cambia temporalmente de su estado sólido a líquido que generalmente se da en suelos granulares sueltos y arenas con la presencia de agua.

La ingeniería para atenuar los efectos de la licuación debe especificar un diseño especial de cimentación o estabilización del propio suelo.

1.2.2 Medida del movimiento del suelo

El sismógrafo es el aparato que registra el movimiento del suelo; éste instrumento apareció apenas a fines del siglo XIX. Anteriormente existía otro aparato conocido como sismocopio chino el cual solo mostraba la dirección principal del sismo y no registraba su variación en el tiempo.

El sismógrafo registra el movimiento respecto al tiempo de un péndulo que pende libremente dentro de un marco sujeto al suelo. En los sismógrafos modernos, el movimiento del péndulo se convierte en señales electrónicas sobre una cinta magnética.

Existen también los sismógrafos de movimiento fuerte denominados acelerómetros o acelerógrafos que se diseñan para registrar directamente movimientos de tierras cercanos; producen un registro denominado acelerograma, en donde los instrumentos se colocan de tal manera que miden movimientos a lo largo de dos ejes horizontales y uno vertical.

Las medidas más importantes son tres: **aceleración**, **velocidad** y **desplazamiento**. La **aceleración** indica el cambio de velocidad: cuando se multiplica por la masa da la fuerza de inercia que debe resistir el edificio. Por lo común la aceleración se mide en términos de gravedad que es la aceleración de un cuerpo que cae libremente debido a la gravedad de la tierra.

La **velocidad**, que se mide en centímetros por segundo, se refiere al cambio del movimiento del suelo.

El **desplazamiento**, medido en centímetros, se refiere a la distancia de una partícula que se mueve de su posición de reposo.

El acelerograma proporciona una imagen de sacudimiento del suelo. La primera medida es la magnitud del temblor; a menudo se expresa como una magnitud de Richter basada en la escala establecida por el profesor Charles Richter del Instituto Tecnológico de California en 1935.

La escala de Richter no tiene un máximo fijo, pero cerca del 9 es el más alto registrado hasta hoy. Un sismo de magnitud 2 en la escala es el más pequeño que normalmente sienten los seres humanos.

En Estados Unidos y California se utiliza la escala de Mercalli Modificada (MM) que está basada en la observación subjetiva de los efectos de los sismos sobre los edificios, suelo y personas. Debido a que estos efectos serán diferentes según sea la distancia al epicentro, la naturaleza del suelo, y otras variables, un sismo tendrá muchos valores de MM.

1.3 REACCIÓN DEL EDIFICIO AL MOVIMIENTO DEL SUELO

1.3.1 Fuerzas de inercia

El movimiento del suelo no daña al edificio por un impacto similar al de una bola de un demoledor, o por presión aplicada externamente como la del viento, sino por fuerzas de inercia generadas internamente, causados por la vibración de la masa del edificio. La masa, tamaño y forma del edificio (su configuración) determinan parcialmente tanto la naturaleza de estas fuerzas como la manera en que serán resistidas.

Como es de conocimiento las fuerzas de inercia son el producto de la masa por la aceleración ($F = m \cdot a$, de Newton). Puesto que las fuerzas son de inercia, por lo general un aumento en la masa produce un aumento de fuerza, de allí nace la sugerencia inmediata del uso de las construcciones de peso ligero como un enfoque del diseño sísmico.

Como la masa produce el aumento de las cargas laterales, la falla de elementos verticales, como las columnas y los muros, puede presentarse por pandeo y, además, como la masa produce una fuerza hacia abajo sobre un miembro flexionado debido a la gravedad, se produce el fenómeno conocido como el efecto $P - \delta$ ($P - e$ o $P - \Delta$) (fig. 1.3). Cuanto mayor sea la fuerza vertical, mayor será el momento debido al producto de la fuerza P , y la excentricidad, e (o Δ).

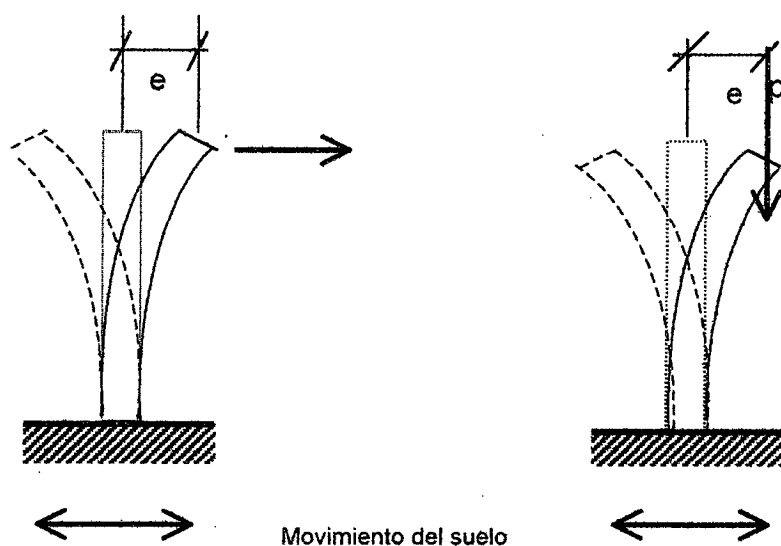


Fig. 1.3 El efecto $P - e$. Los esfuerzos causados por el momento $P - e$ se ejercen de manera concurrente con los otros esfuerzos inducidos por el sismo y la gravedad.

Aunque por lo general los edificios tienen gran reserva para soportar carga vertical debido a los requisitos de carga gravitacional que señalan los reglamentos de construcción, esto no atenúa necesariamente el problema $P - e$ que puede producir flexión de las columnas.

Como los sismos sacuden el suelo en diversas direcciones, incluyendo componentes ascendentes y descendentes, por lo general los reglamentos tratan de manera muy superficial estas fuerzas verticales.

La carga vertical es aquella que casi siempre hace que el edificio colapse; durante un terremoto generalmente los edificios se caen hacia abajo y no hacia delante, esto se debe a que las fuerzas laterales agotan la resistencia de la estructura mediante flexión y esfuerzo cortante en las columnas, vigas y muros y luego la gravedad atrae la estructura debilitada o distorsionada hacia abajo.

1.3.2 Periodo y Resonancia

El movimiento del suelo transmitirá al edificio vibraciones similares a las que se producen al sacudir el asta de bandera. Los periodos fundamentales de vibración de las estructuras pueden fluctuar de aproximadamente 0.05 seg. para una pieza de equipo bien anclada, 0.1 seg. para un marco sencillo de un piso, 0.5 seg. para una estructura baja de cuatro pisos, y entre 1 y 2 seg. para un edificio de 10 a 20 pisos. Un tanque de agua sobre un solo apoyo puede tener un periodo fundamental de 4 seg., el de una torre de perforación fuera de la costa estará entre 2.5 a 6 segundos, y un gran puente colgante puede tener un periodo de cerca de 6 seg.

Usualmente, los periodos naturales del suelo son entre 0.5 y 1 segundo, de tal forma que es posible que el edificio y el suelo tengan el mismo periodo fundamental. Por lo tanto hay una gran posibilidad de que el edificio se aproxime a un estado de resonancia parcial, denominado cuasi – resonancia.

Es así que al desarrollar una estrategia de diseño para un edificio es necesario calcular los periodos fundamentales de vibración tanto del edificio como del lugar, con el fin de hacer una comparación para ver si existe la probabilidad de cuasi – resonancia.

Si esto sucede así entonces es aconsejable cambiar las características de resonancia del edificio (ya que las del lugar son fijas) por métodos que se explican más adelante. Los períodos naturales de los diferentes tipos de suelos se calculan por métodos que requieren de mucho criterio, basado en la experiencia con sismos registrados previamente en lugares cuyas características del suelo sean similares o más o menos similares, estas estimaciones se expresan mediante el uso de un espectro de respuesta, el cual proporciona una ilustración útil del comportamiento esperado del lugar.

Los principios del modelo de espectro desarrollados en 1931 se basan en una serie de péndulos en voladizo (similares al asta de bandera) cuyos períodos crecen hacia la derecha, es así que se supone que están unidos a una base móvil, y éste se desplaza para representar el movimiento de un sismo, tal como se registra en un sismógrafo, entonces se podrá registrar la respuesta máxima de cada período, (fig. 1.3.2.a). es decir, el tiempo y la frecuencia particular durante el sismo en que cada péndulo tenderá a resonar con vibración de máxima amplitud, estas mismas respuestas se podrán graficar en función de los períodos del péndulo.

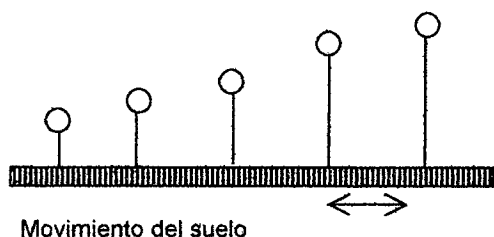


Fig. 1.3.2.a Principio del espectro de respuesta

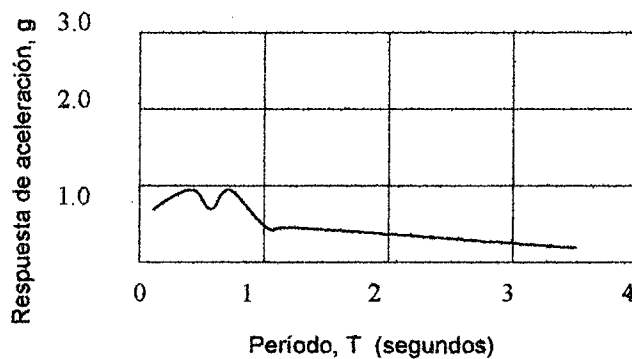


Fig. 1.3.2.b Un espectro de respuesta típico para un sismo y lugar determinados.

Se tendrá una curva o espectro de respuesta, que relaciona la naturaleza del movimiento del suelo con un intervalo de períodos naturales. Se debe recordar que cada lugar tendrá un espectro de respuesta diferente en términos de magnitud, tipo de movimiento del suelo y distancia al deslizamiento de la falla para cada sismo que se grafique, como en la (figura 1.3.2.b).

Parte del problema del diseño sísmico es "sintonizar" el edificio de tal manera que su propio periodo esté fuera del intervalo de los períodos probables del terreno, lo que reduce o elimina la posibilidad de una amplificación forzada por resonancia.

El edificio se sintoniza, haciendo cambiar el período del mismo que puede ser causado por el cambio del peso de la estructura y la distribución de la masa pero como el edificio es más complejo que el asta monolítica, el diseñador puede elegir cambiar el tipo de diseño para reducir la posibilidad de resonancia.

1.3.3 Amortiguamiento, Ductilidad y Torsión

1.3.3.1 Amortiguamiento

Generalmente los edificios no pueden resonar con la libertad de un péndulo porque están amortiguados, es decir son muy ineficientes para vibrar, y cuando se ponen en movimiento tienden a regresar rápidamente a su posición original. El mayor o menor amortiguamiento en un edificio depende de las conexiones, de los elementos no estructurales y de los materiales empleados en su construcción.

El amortiguamiento crítico se refiere al valor del amortiguamiento que evita la oscilación, es decir, un péndulo simplemente regresa hacia el centro cuando se le empuja, y el amortiguamiento se mide como un porcentaje del amortiguamiento crítico.

Aunque el amortiguamiento esta teóricamente sujeto a alteración, en la práctica por lo general no se contempla como una variable de diseño.

1.3.3.2 Ductilidad

Aunque se evite la resonancia, y el edificio esté bien amortiguado el análisis mostrará que las estructuras están sujetas a fuerzas más grandes que aquellas que el reglamento de la construcción especifica para el diseño.

El acero posee una ductilidad considerable pero el concreto es un material frágil que falla súbitamente con una mínima deformación. Nótese que el acero contenido en el concreto reforzado también puede darle una ductilidad considerable. Al deformarse la estructura absorbe energía y difiere la falla absoluta del concreto.

La ductilidad y la reserva de capacidad están estrechamente relacionadas, los materiales dúctiles pueden soportar mayor carga antes de fracturarse completamente, sin embargo las proporciones de los miembros, las condiciones de los extremos y los detalles de conexión también pueden afectar la ductilidad.

La única alternativa para no requerir ductilidad, es proporcionar resistencia para que los miembros no excedan los límites elásticos.

1.3.3.3 Torsión

El centro de masa o centro de gravedad de un objeto es el punto en el que se podría equilibrar exactamente sin provocar rotación, La masa uniformemente distribuida produce la coincidencia del centro geométrico en planta con el centro de masa (figura 1.3.3.3.a).

Los sismos hacen que las partículas de masa se aceleren en forma horizontal debido a las fuerzas de inercia, además producen fuerzas de inercia que se puede semejar a un equivalente de la gravedad, cada partícula de masa se acelera lateralmente (y a veces también verticalmente). Es así que si la masa dentro de un piso se distribuye de manera uniforme, entonces la fuerza resultante de la aceleración horizontal de todas sus partículas de masa se aplica a través del centro del piso (figura 1.3.3.3.c).

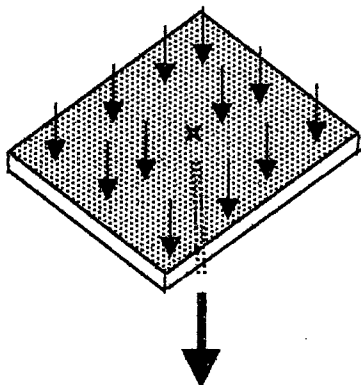


Fig. 1.3.3.3.a Masa uniformemente distribuida.

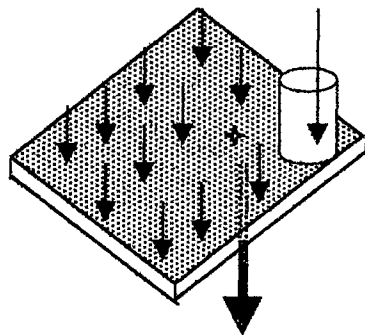


Fig. 1.3.3.3.b Masa distribuida excéntricamente,

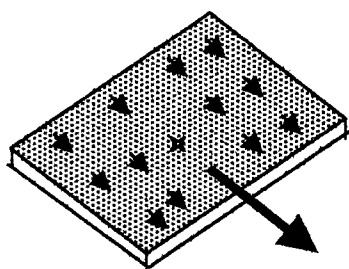


Fig. 1.3.3.3.c Masa uniformemente distribuida. La resultante de las fuerzas de inercia actúan a través del centro geométrico.

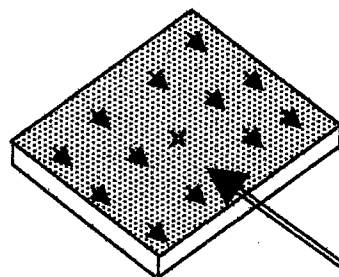
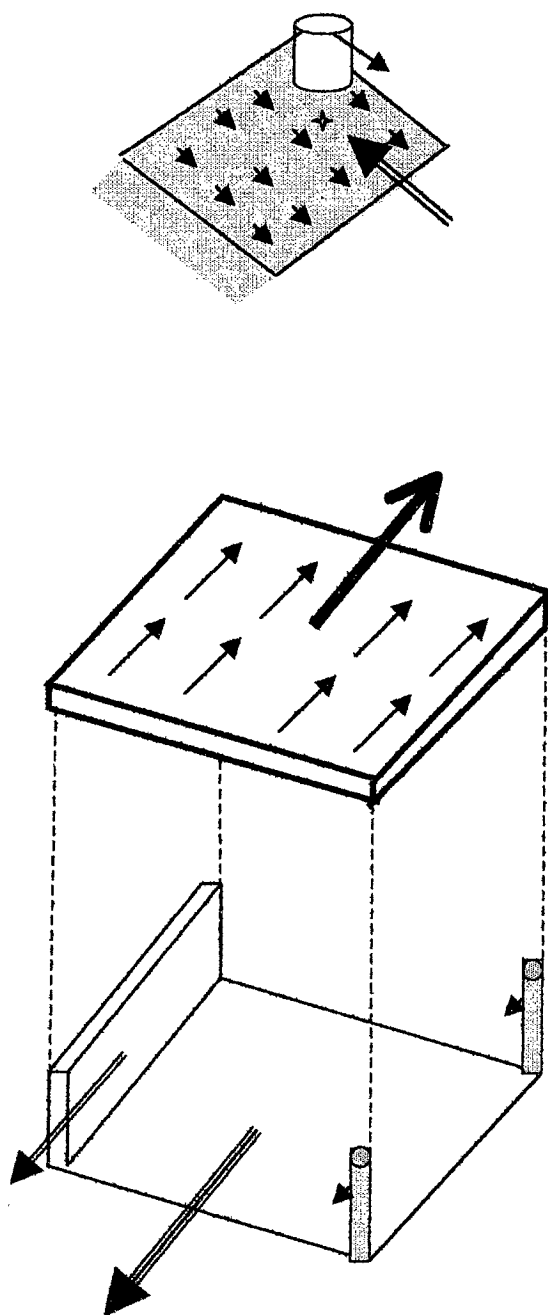


Fig. 1.3.3.3.d Masa uniformemente distribuida. La resultante de las resistencia actúa a través del centro geométrico; no hay torsión.

Si la resultante de la resistencia (proporcionada por muros o marcos), pasa a través de éste punto, y por tanto coincide con la resultante de las cargas se mantiene el equilibrio dinámico de translación, de otro manera se producirá la rotación horizontal o torsión (figura 1.3.3.3.d).

Si la masa está situada excéntricamente, la carga sísmica también será excéntrica, puesto que el sismo solo genera carga por la presencia de masas, y la cantidad de carga es directamente proporcional a la cantidad de masa. Si la carga es excéntrica, entonces también la resistencia debe ser excéntrica, de tal modo que la localización del centro de masa y el centro de resistencia horizontal estén en el mismo punto y se evite la torsión (figura 1.3.3.3.e).

Fig. 1.3.3.3.e Masa excéntricamente distribuida: La resistencia excéntrica actúa a través del centro de masa proporcionando un equilibrio dinámico; no hay torsión.



En la (figura 1.3.3.3.f) se ve el efecto de torsión creado en una configuración sencilla de edificio. Se presenta torsión debido a que una fuerza lateral uniformemente distribuida no está siendo resistida por una resistencia lateral uniformemente distribuida.

En un edificio en que la masa está distribuida en planta de una manera más o menos uniforme (lo cual sería típico de una planta simétrica con masas uniformes de piso, muros y columnas) la disposición ideal para los elementos resistentes a sismos es colocarlos simétricamente en todas direcciones del tal modo que no importe en que dirección sean empujados los pisos, ya que la estructura reaccionará con una rigidez equilibrada que evitará la rotación. **De aquí nace la regla general de que la simetría es una característica valiosa de la configuración sísmica.**

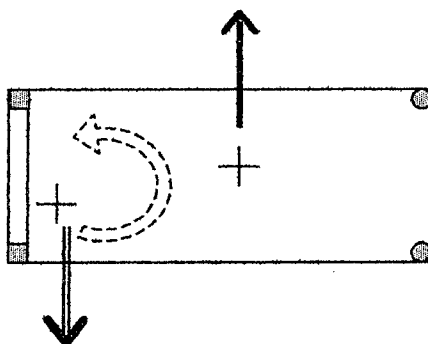


Fig. 1.3.3.3.f Torsión en un edificio de configuración simple.

1.3.4 Resistencia y Rigidez

La resistencia y la rigidez son intuitivamente dos de las más importantes características de cualquier estructura. Sin embargo aunque estén presentes estos dos conceptos en el diseño y el análisis estructural no sísmico, la distribución entre

resistencia y rigidez es quizá más crítica y su estudio mucho más desarrollado en la ingeniería estructural aplicado al problema sísmico.

Una medida de rigidez es la deflexión, y para cargas verticales de gravedad es en la mayoría de los casos el único aspecto que importe de la rigidez.

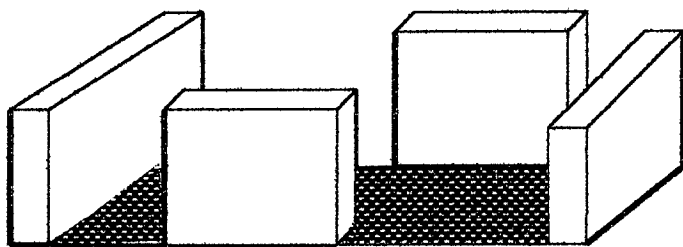
El problema de resistencia consiste en cómo resistir una carga dada sin exceder cierto esfuerzo; el problema de rigidez o de deflexión horizontal es como prevenir que la estructura se salga del alineamiento más allá de una cantidad dada.

Las rigideces de los miembros son importantes en el análisis bajo cargas gravitacionales, pero lo son mucho más en el análisis sísmico.

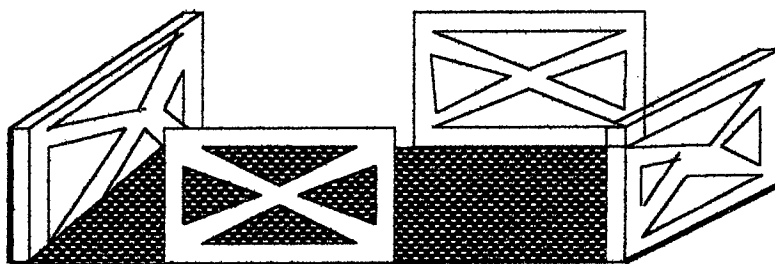
1.3.5 Sistemas resistentes

En el diseño para resistir fuerzas sísmicas, el ingeniero estructural emplea un número reducido de componentes diferentes que se combinan para formar un sistema resistente completo.

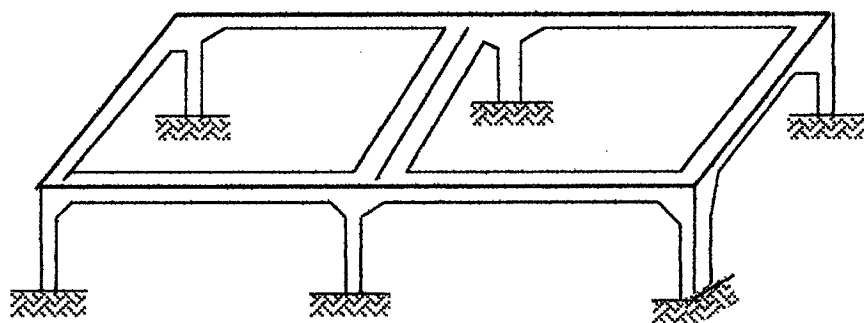
En el plano vertical, existen tres clases de componentes que resisten las fuerzas laterales: muros resistentes al cortante, marcos contraventeados, y marcos resistentes a momento (denominados a veces "marco rígidos").



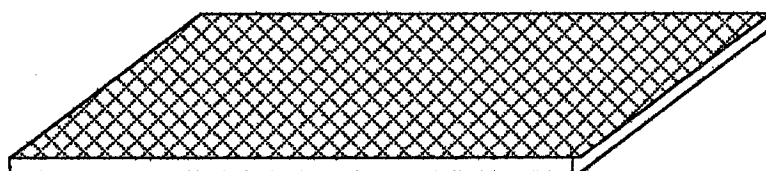
Muros resistentes al cortante



Marcos contraventeados



Marcos resistentes a momento



Diafragmas

En el plano horizontal se usan diafragmas, formados con frecuencia por los pisos y techo del edificio o bien armaduras horizontales. Su localización o su forma se puede modificar debido al análisis estructural.

Es conveniente que el profesional de la ingeniería adquiera el conocimiento de cómo trabajan estos sistemas resistentes en respuesta a las fuerzas generadas por el sismo.

1.3.5.1 Diafragmas

El término “diafragma” se utiliza para identificar elementos resistentes horizontales (generalmente pisos y techos) que actúan transfiriendo fuerzas laterales entre elementos resistentes verticales (muros resistentes al cortante o marcos).

El diafragma actúa como una viga horizontal, y en especial como el alma de la viga, y sus bordes como patines (figura 1.3.5.1)

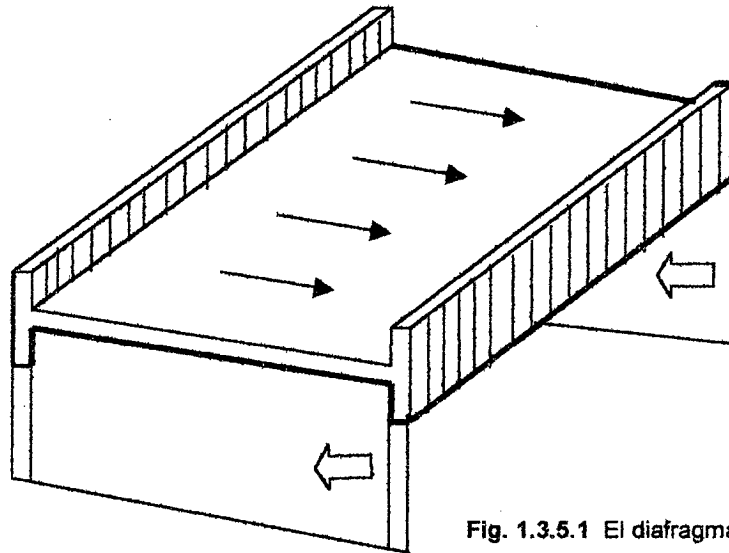
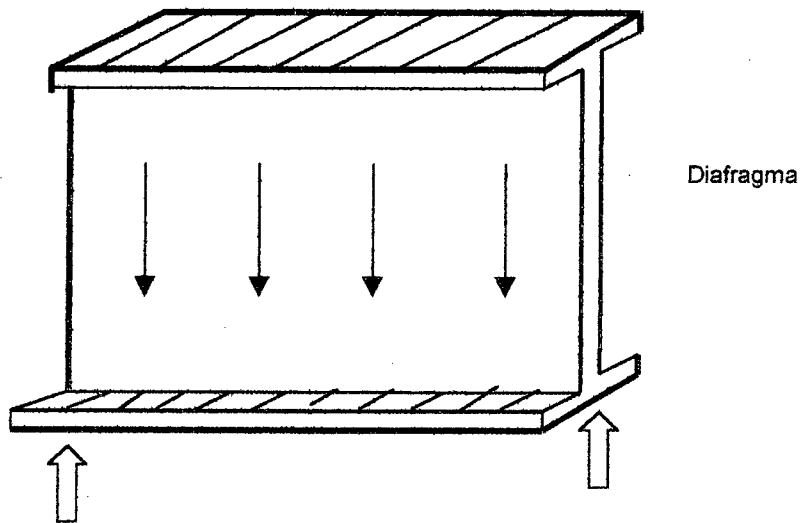


Fig. 1.3.5.1 El diafragma



Cuando un diafragma forma parte de un sistema resistente puede actuar ya sea de una manera flexible o rígida. La manera en que un diafragma actúe depende en parte de su tamaño y del material del que está construido.

1.3.5.2 Muros resistentes al cortante y marcos contraventeados

Los muros verticales en voladizo diseñados para resistir fuerzas laterales de los diafragmas y transmitirlas al suelo, por lo común se denominan muros resistentes al cortante o muros de cortante.

Las fuerzas en estos muros son predominantemente cortantes, aunque un muro de cortante esbelto también se flexionará de manera significativa (figura 1.3.5.2).

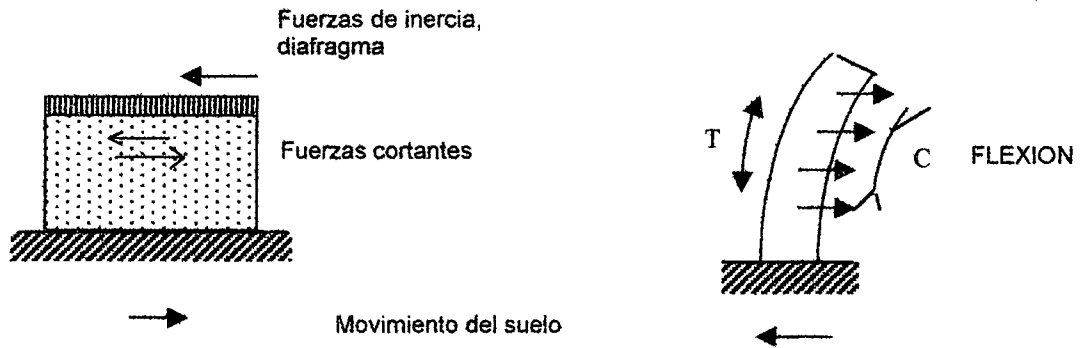


Fig. 1.3.5.2 Fuerzas en muros de cortante.

El tamaño y la localización de los muros de cortante son críticos. Las plantas se pueden concebir como conjuntos de elementos resistentes con orientaciones variables para resistir las fuerzas de translación y que se colocan a distancias variables del centro de rigidez para resistir fuerzas de torsión.

Los marcos contraventeados actúan de la misma manera que los muros de cortante, aunque pueden tener menor resistencia, dependiendo de su diseño detallado. El contraventeo por lo general es a base de perfiles laminados de acero, barras de sección circular o tubos; las fuerzas de vibración pueden hacer que los elementos diagonales se alarguen o se compriman, en cuyo caso pierden efectividad y propician grandes deformaciones o el colapso de las estructuras verticales.

1.3.5.3 Marcos resistentes al momento

Cuando se da resistencia mediante marcos resistentes al momento, las fuerzas laterales se resisten mediante flexión y cortante de columnas y vigas, que se enlasan mediante conexiones de momentos.

Generalmente los marcos resistentes al momento son estructuras de acero con juntas rígidas soldadas en las que existe la ventaja de la ductilidad natural del material, sin embargo actualmente los marcos de concreto reforzados en forma adecuada también han sido aceptados como marcos dúctiles.

El uso de marcos resistentes en la actualidad tiene importancia arquitectónica en dos aspectos. Uno que su uso evita la necesidad de muros de cortante o marcos contraventeados, el otro es que las estructuras de marcos resistentes al momento, tienden a ser mucho más flexibles que las estructuras de tipo muro de cortante.

1.3.6 Elementos no estructurales

Es importante reconocer que los elementos no estructurales pueden formar de manera inadvertida, parte del sistema resistente lateral.

Si los muros de confinamiento o de separación no se aíslan de la estructura mediante juntas deslizantes, éstos se tienen que diseñar como partes integrales de la estructura. Debido a la enorme rigidez de los muros, en comparación con los marcos, una pequeña porción de muro situada en un lugar equivocado puede redistribuir drásticamente las cargas y cambiar el comportamiento de la estructura.

Las escaleras debido a que pueden constituir un contraventeo diagonal, son también muy rígidas y fácilmente desempeñan una función estructural importante para bien o para mal, a menos que se aíslan respecto a los movimientos laterales.

Un ejemplo común de resistencia sísmica benéfica no calculada, que se ha comprobado en varios sismos, es la capacidad de las divisiones " no estructurales" de

madera con marcos para sostener un edificio de mampostería no reforzada, después de que han colapsado totalmente los muros exteriores de carga. Es así que un edificio de departamentos muy antiguos, los largueros de madera han soportado cargas mediante acción de voladizo no calculada, aun después de que los muros exteriores se desplomaron.

Una de las características notables de ésta construcción con marcos de madera normales, radica en la redundancia de las trayectorias de carga y la multiplicidad de juntas.

1.4 DISCONTINUIDAD DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

1.4.1 El problema general

Si hay una sola zona débil en el trayecto de transmisión de fuerzas, o si hay un cambio brusco de rigidez, habrá una zona de peligro. Aún cuando la estructura permanezca elástica, la respuesta cambiará en forma considerable y la distribución de fuerzas en toda la altura de la estructura puede variar sustancialmente respecto a la distribución triangular supuesta. Sin embargo esto es más crítico cuando la estructura se ha comenzado a deformar inelásticamente.

Si se puede suponer que las fuerzas laterales especificadas por el reglamento se basan en el comportamiento de estructuras típicas de estilo antiguo en que no había cambios bruscos de rigidez, entonces la absorción de la energía del sismo se distribuye en toda la estructura, ya sea de manera uniforme o conforme a algún patrón regular continuo.

Si una estructura tiene una parte mucho más flexible abajo de una parte rígida, la mayor capacidad de absorción de la energía se concentra en la porción flexible, y la porción rígida superior absorbe muy poco.

1.4.1.1 El piso débil

El más importante de todos los problemas causados por discontinuidad de resistencia y rigidez es el del "piso débil". Este nombre se aplica comúnmente a los edificios cuya planta baja es más débil que las plantas superiores, sin embargo, un piso débil en cualquier nivel crea problemas, pero como generalmente las fuerzas son mayores hacia la base del edificio, una discontinuidad de rigidez entre el primer y segundo piso tiende a provocar la condición más grave (figura 1.4.1.1).

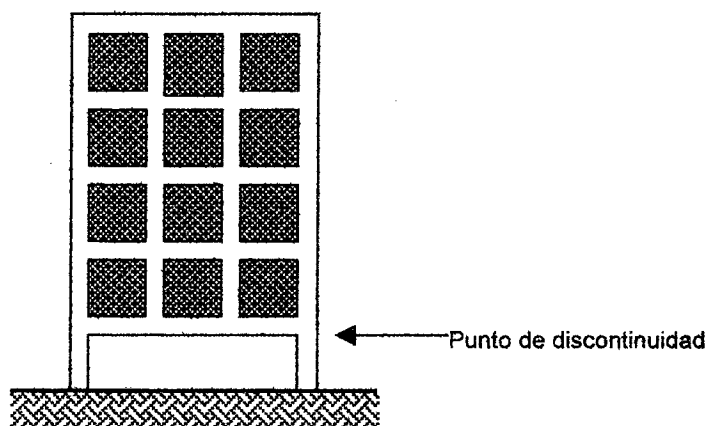


Fig. 1.4.1.1 Una discontinuidad de rigidez produce una zona de debilidad, o un "piso débil".

Existe piso débil cuando hay discontinuidad significativa de resistencia y rigidez entre la estructura vertical de un piso y el resto de la estructura. Esta discontinuidad se puede presentar debido a que un piso, por lo general el primero, es significativamente más alto que el resto, produciéndose así una disminución de rigidez.

También puede haber discontinuidad debido a un concepto de diseño muy común, en el cual no todos los elementos estructurales verticales se proyectan hacia la cimentación, sino que algunos terminan en el segundo piso para aumentar los claros de la planta baja.

Finalmente el piso débil se puede producir por un piso abierto que soporta muros superiores estructurales o no estructurales pesados.

El problema básico de todas estas variaciones de piso débil es que la mayor parte de las fuerzas sísmicas de un edificio, y cualquier deformación estructural consecuente, tenderán a concentrarse en el piso más débil o en el punto de discontinuidad, en lugar de distribuirse de manera más uniforme entre todos los pisos.

En la condición de piso débil las deflexiones en éste serán mucho mayores que las de otros pisos y por tanto éste piso experimentará esfuerzos y daños mayores.

1.4.2 Soluciones

Las soluciones para el problema del piso débil comienzan por su eliminación, o sea evitar la discontinuidad modificando el diseño arquitectónico. Si esto no es posible, el siguiente paso es investigar la forma para reducir la discontinuidad por otros medios como son aumentar el número de columnas o agregar contraventeo.

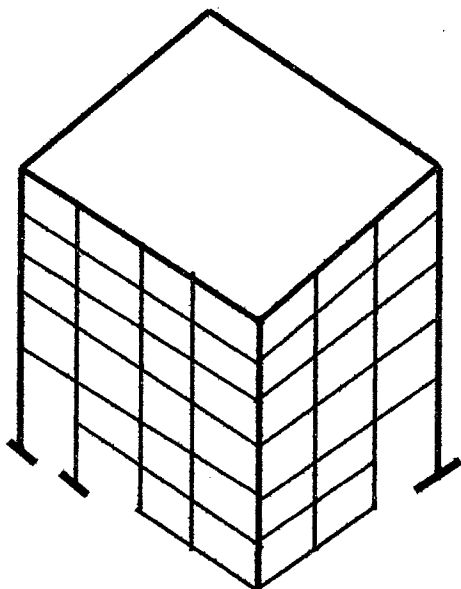
Todas estas soluciones requieren un análisis detallado y un diseño afinado para atenuar los problemas. Siempre debemos tener presente que en la planta baja debemos evitar la discontinuidad estructural.

1.4.3 Muros de cortante discontinuos

Cuando los muros de cortante forman los principales elementos resistentes laterales del edificio, se puede requerir que soporten cargas muy altas.

Los muros de cortante deben coincidir en planta, de un piso al siguiente para que las cargas puedan fluir directamente desde el techo a la cimentación ya que cualquier trayectoria indirecta de las cargas puede producir graves sobreesfuerzos en los puntos de discontinuidad. Los muros de cortante discontinuos producen un caso especial, como es el problema de planta baja débil, y además son una contradicción fundamental de diseño; el propósito de un muro de cortante es transmitir las cargas de diafragma de cada piso directamente a la cimentación.

1.4.4 Variación en la rigidez de las columnas



Generalmente, el origen de las variaciones en la rigidez de las columnas radica en consideraciones arquitectónicas: terrenos en laderas de colinas, relleno de porciones de marcos con material no estructural pero rigidizante para crear una faja de ventanas

altas, elevación de una porción del edificio sobre el nivel del terreno mediante elementos altos, mientras que otras áreas se apoyan sobre columnas más cortas, o también rigidizar algunas columnas con un mezzanine o desván, mientras que otros se dejan de doble altura sin contraventearlas.

A veces resulta razonable que una columna corta sea más fuerte que una más larga con la misma sección, esto es cierto bajo cargas verticales porque se pandearía menos. Pero la columna corta también es más rígida y bajo carga lateral atraerá fuerzas que pueden estar desproporcionadas con su resistencia.

Si no se puede evitar esta situación, una solución consiste en igualar las rigideces de las columnas mediante puntales que aumenten la rigidez de las más largas, esto es mediante la conexión horizontal de las columnas en cada nivel de piso a través de vigas aisladas, la rigidez de las distintas columnas es aproximadamente igual.

1.4.5 Columna débil, Viga fuerte

Cuando un edificio colapsa totalmente, todavía tiene una gran cantidad de material no dañado dentro de su estructura. El peor colapso, o sea el fenómeno de “encinamiento” que ocurre cuando los pisos se apilan, separados únicamente por escombros, se debe a la destrucción de los elementos verticales de la estructura.

Los pisos tienen aún una resistencia considerable, pero el hecho de que estos no sean sobreesforzados de manera destructiva, no ayuda en nada a los muros o a las columnas.

Un principio básico y eficiente es diseñar una estructura de tal manera que bajo altas fuerzas sísmicas, las vigas se comporten plásticamente antes que las columnas. Esto se basa en el razonamiento de que cuando una viga empieza a fallar, irá de un comportamiento elástico a uno inelástico y empezará a deformarse permanentemente.

Esta acción disipará y absorberá una parte de las fuerzas sísmicas por el mismo principio que el colapso de la parte frontal de un automóvil correctamente diseñado absorberá la energía de colisión y protegerá la estructura esencial que rodea a los ocupantes. En cambio si la columna falla primero y empieza a deformarse y pandearse, las cargas verticales mayores (de compresión) pueden provocar inmediatamente el colapso total.

Este principio se comprende bien; sin embargo su inverso es decir, el diseño de columna débil y viga fuerte es una causa sorprendentemente frecuente de daño y colapso de edificios.

1.4.6 Interacción entre muros de cortante y marcos

La condición de columna débil y viga fuerte es un caso especial dentro de los problemas más generales que surgen a causa de la relación entre muros de cortante y marcos.

Un diseño de columna débil y viga fuerte se puede definir también como un muro de cortante en que se han hecho grandes aberturas reduciendo severamente la capacidad del muro de cortante, a medida que se hacen aberturas en un muro de cortante, su carácter puede cambiar hasta llegar a ser en efecto un marco como se indica en la (figura 1.4.6.a).

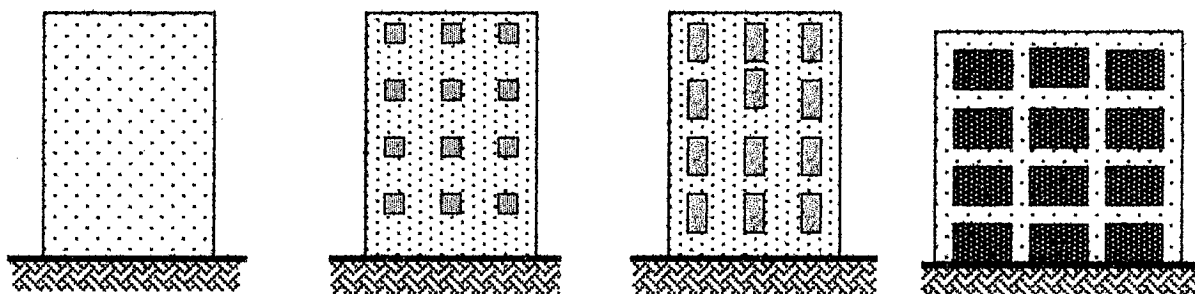


Fig. 1.4.6.a Cambios en los muros de cortante cuando aumenta el tamaño de las aberturas.

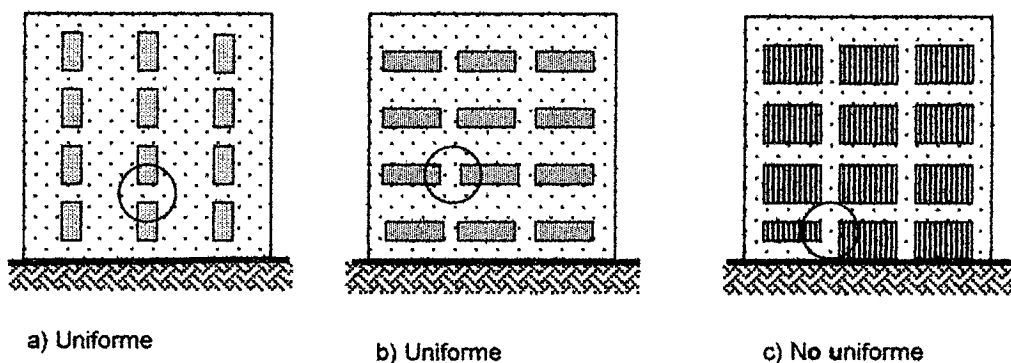


Fig. 1.4.6.b Localización de posibles fallas en el diseño de muros de cortante. Causadas por el tamaño y ubicación de aberturas.

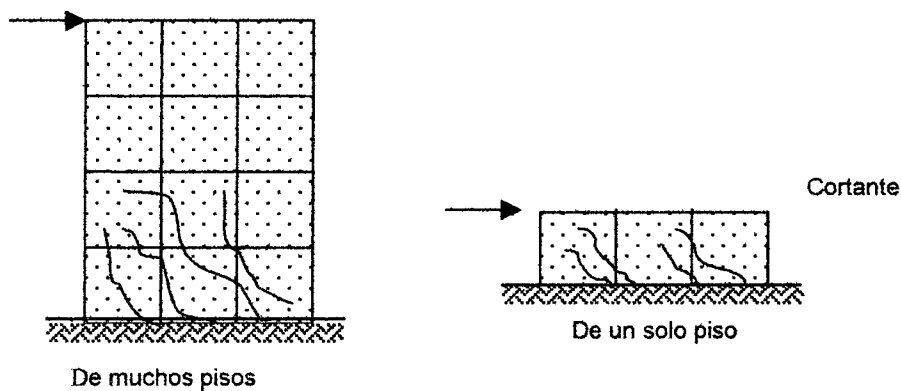
Las formas en que el muro es horadado o reducido a un marco, pueden producir áreas de debilidad y de posible falla (figura 1.4.6.b), en éste diagrama la condición b) es potencialmente la de columna corta – viga fuerte, dependiendo de la resistencia y rigidez efectivas de los muros y las columnas cortas. Si la configuración es más equivocada como en el caso c) de modo que un número pequeño de columnas cortas soportan las fuerzas, se crea un sistema de resistencia muy escasa.

En la fig. (1.4.6.c) se ilustra el comportamiento límite de muros de cortante típicos. Aquí se puede observar tres tipos de comportamiento.

- 1- El muro debe tener suficiente capacidad para resistir las fuerzas cortantes que se transmiten en cada conexión de diafragma.
- 2- Debe tener suficiente capacidad para soportar la flexión creada por fuerzas de volcamiento.
- 3- La relación entre muros y marco debe ser capaz de transmitir fuerzas del muro al marco o de un muro a otro muro a través del marco, como en el sistema de muros de cortante acoplados.

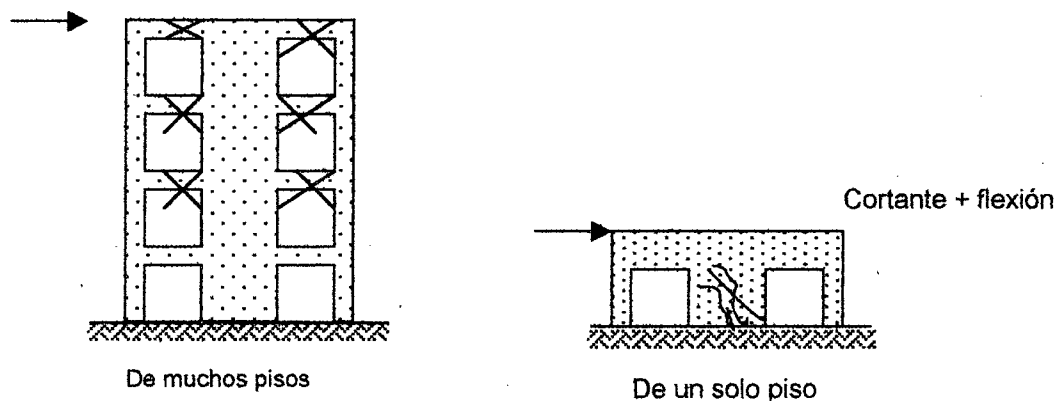
MURO TIPO CAJON

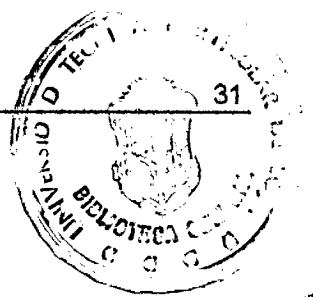
Capacidad controlada por resistencia al cortante



MURO TIPO NUCLEO

Capacidad controlada por flexión v cortante





MURO TIPO ACOPLADO

Capacidad controlada por flexión y cortante

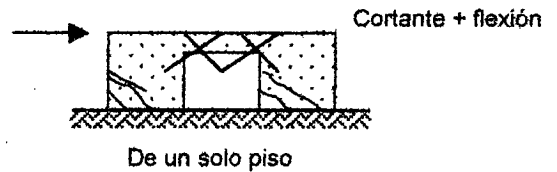
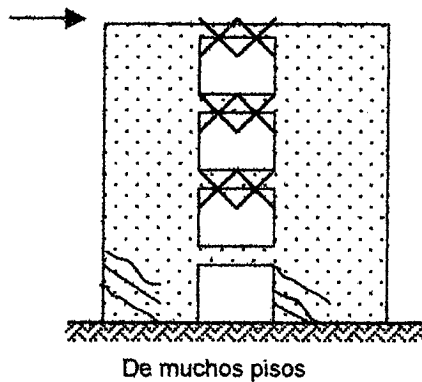


Fig. 1.4.6.c Comportamiento básico al límite de muros de cortante.

1.4.7 Modificaciones no estructurales

Los efectos de la adición de elementos no estructurales que cambian gravemente el comportamiento dinámico de una estructura se han tocado superficialmente, en relación con las variaciones de la longitud de la columna.

La rigidización casual de una estructura de marcos mediante rellenos de mampostería es una causa frecuente de daños y falla, el mecanismo siempre es el mismo: **las fuerzas sísmicas son atraídas por las áreas de mayor rigidez**, y si éstas no están diseñadas para ajustarse a estas fuerzas, estarán propensas a fallar.

La rigidez introducida en lugares al azar suele redistribuir cargas en forma desigual y producir torsión. Se debe hacer una advertencia especial respecto a los proyectos "rápidos", en los que el diseño arquitectónico se lo realiza antes de que se tomen las decisiones del diseño estructural.

En general se debe evitar los muros de relleno situados arbitrariamente en los marcos, en particular si son de materiales pesados, aunque un muro de yeso que se considere como no estructural puede tener una rigidez considerable aunque no cuantificada. Los muros de relleno deben figurar ya sea dentro del concepto estructural y detallarlos o bien separarlos de tal modo que la distorsión estructural no provoque esfuerzos al muro.

1.5 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

1.5.1 Introducción

Desde el punto de vista del diseño sísmico, es indispensable analizar el aspecto de estructuración puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por más que se refinan los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Es así que la experiencia obtenida en los varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos rigurosos con especificaciones de los reglamentos.

Existen algunos conceptos que se deben tener presente al estructurar edificios que van a soportar sismos, aunque sólo se trata de lineamientos generales que deben conjugarse con el criterio y la experiencia ingenieriles. No obstante, en lo posible se debe evitar salirse de estos lineamientos; de no ser así, el edificio debe ser materia de análisis, dimensionamiento y detallado muy cuidadoso que consideren los efectos desfavorables a que el sismo daría lugar.

También se describen conceptos relacionados con ductilidad, con la intención de aclarar ciertos requisitos que impone el reglamento. Además, se señalan los aspectos de los principales sistemas estructurales y de cimentación que deben ser considerados desde el punto de vista de diseño sísmico.

1.5.2 Características generales deseables

Es necesario tener presente que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales, también es importante la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía.

Se tiene que remarcar que arquitectos e ingenieros pueden, en el momento de concebir la forma y características generales de un edificio, influir apreciablemente en la magnitud y distribución de varias de estas propiedades y por lo tanto pueden influir decisivamente en el comportamiento sísmico del futuro edificio.

Por supuesto, no hay una forma universal ideal para un tipo particular de estructura, aunque hay ciertos principios básicos que deben tenerse en cuenta.

En general la estructura debe:

1. - Ser simple
2. - Ser simétrica
3. - No ser demasiado alargada en planta o elevación
- 4.- Tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua
- 5.- Tener miembros horizontales en los cuales se formen articulaciones antes que en los miembros verticales.
- 6.- Tener rigideces que tomen en consideración las propiedades del suelo.

También a continuación se describen características que, según la experiencia adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edificios, son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio.

1.5.2.1 Peso

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, se debe procurar que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible.

Es importante además observar que en voladizos, o en vigas que tengan claros sumamente largos, el peso excesivo también puede producir fuerzas de inercia verticales de magnitud apreciable, que se sumaría a las de gravedad, y que conviene reducir al mínimo.

1.5.2.2 Sencillez, simetría y regularidad en planta

Existen diversas razones para buscar la sencillez en la estructuración, en primer lugar, se entiende mejor el comportamiento sísmico global con respecto al de una estructura compleja; en segundo lugar es más fácil preparar, dibujar, entender y construir detalles estructurales.

La simetría es deseable por iguales razones que la sencillez, pero es conveniente señalar la importancia de que la simetría sea considerada en ambas direcciones en planta, lo cual es ignorado con frecuencia, ya que la asimetría produce efectos torsionales difíciles de calcular apropiadamente y que pueden ser muy nocivos.

Además la falta de regularidad de la estructura da lugar, generalmente a falta de simetría, ya sea de masas, rigideces o resistencias y produce efectos de torsión difícil de evaluar con precisión y, en el caso de sismos intensos, hace que las deformaciones inelásticas se concentren en ciertas zonas más débiles produciendo daños muy apreciables.

No es conveniente que los edificios tengan formas muy alargadas en planta y, en lo posible deben evitarse las plantas con entrantes o salientes. En la (figura 1.5.2.2.a) se muestran algunas plantas con entrantes o salientes con dimensiones que ya se debe considerar que constituyen irregularidades, mientras más largo sea el edificio en planta, existe mayor posibilidad de que los movimientos sísmicos sean diferentes en sus extremos lo que puede producir resultados desastrosos.

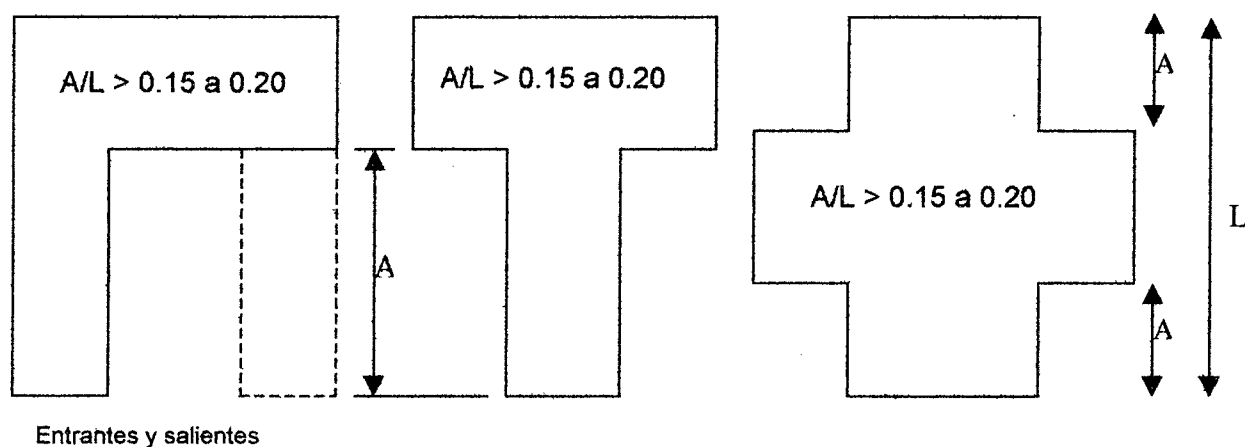


Fig. 1.5.2.2.a Irregularidades de edificios en planta.

Es aconsejable que cuando se tenga edificios cuyas plantas tengan formas de T, L, U, H etc., se utilice juntas de construcción que dividan a la planta global en varias formas rectangulares. Aún cuando geométricamente la planta sea simétrica, también puede ser irregular debido a una distribución excéntrica de rigideces o de masas como

se muestra en la (figura 1.5.2.2.b) también esto constituye una fuente de torsiones indeseables.

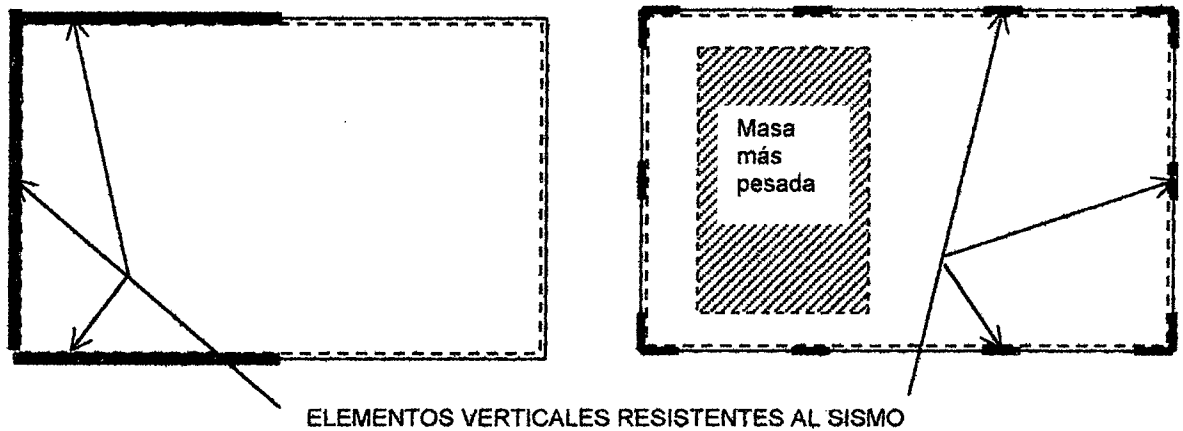


Fig. 1.5.2.2.b Rigideces o masas excéntricas.

En la (figura 1.5.2.2.c) se puede observar un tercer caso de irregularidad en planta, debido a que los pisos tienen diferentes rigideces en su plano, esto ocasiona distribuciones irregulares de las fuerzas de inercia de los pisos entre los elementos verticales resistentes a sismos.

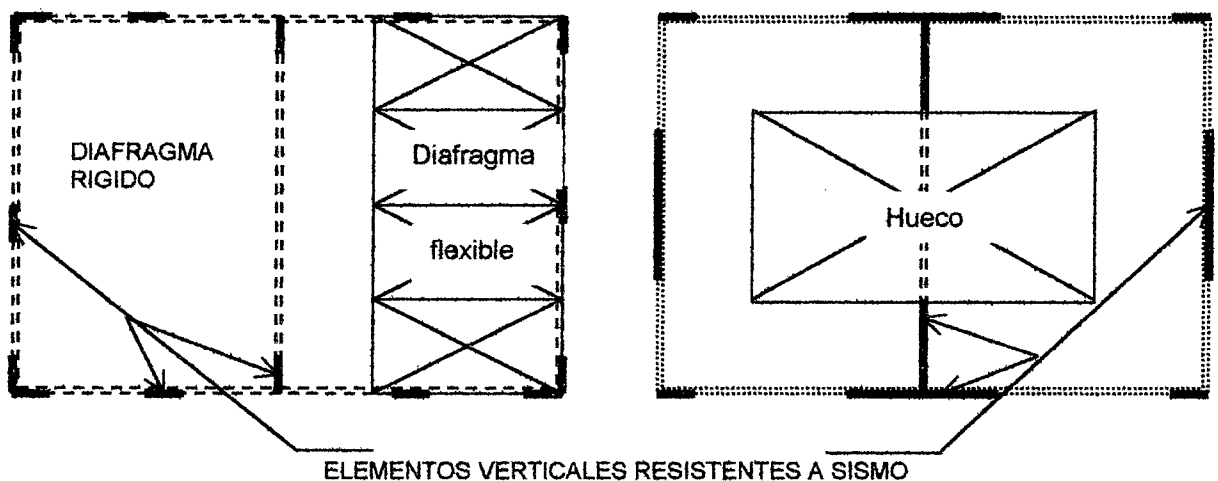


Fig. 1.5.2.2.c Diafragmas de piso de distinta rigidez

Como recomendación se dice que no se debe concentrar los elementos más rígidos y resistentes en la zona central de las plantas, porque son menos efectivos para resistir torsiones.

Las ventajas de eliminar la torsión y lograr estructuraciones sensiblemente simétricas son tanto mayores cuanto más alto sea el edificio, esto obedece a que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión son más importantes en estructuras flexibles.

La atención que se preste a la simetría estructural debe ser, por tanto función creciente de la altura del edificio.

1.5.2.3 Plantas poco alargadas

Se debe procurar que las plantas no sean muy alargadas; mientras mayor sea la dimensión mayor es la probabilidad de que actúen sobre el edificio movimientos que difieren en un extremo y otro del mismo, lo cual es opuesto a la suposición usual de análisis sísmico, y puede producir en el edificio efectos perjudiciales.

Nuevamente, se sugieren en casos extremos, juntas que dividen al edificio en varios cuerpos de formas no alargadas.

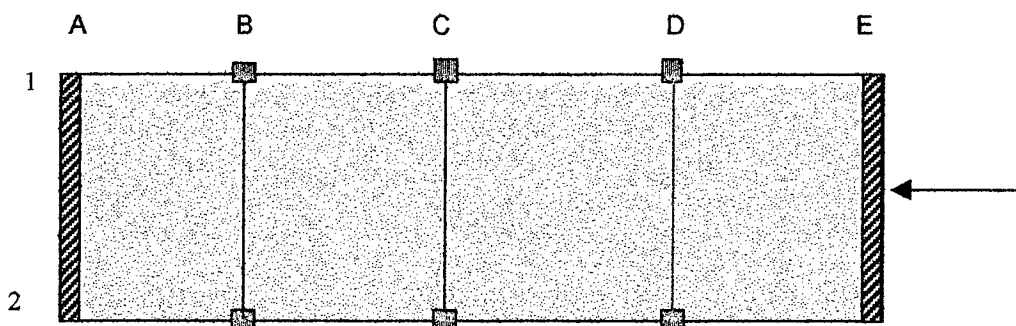


Figura 1.5.2.3 Plantas alargadas

Una planta alargada puede originar otros problemas como se indica en la (figura 1.5.2.3) aquí se han aprovechado los muros de cabecera para resistir fuerzas transversales, en edificios bajos esta solución puede ser poco eficiente. Las deformaciones de la losa en su propio plano, con las dimensiones a escala que muestra la figura es así que el marco se vería sujeto a una fuerza cortante inferior a la que tendría que haberse omitido los muros. El afán de aprovechar los muros de cabecera sólo habrá producido una estructura más frágil sin que se logre una resistencia muy superior.

1.5.2.4 Sencillez, simetría y regularidad en elevación

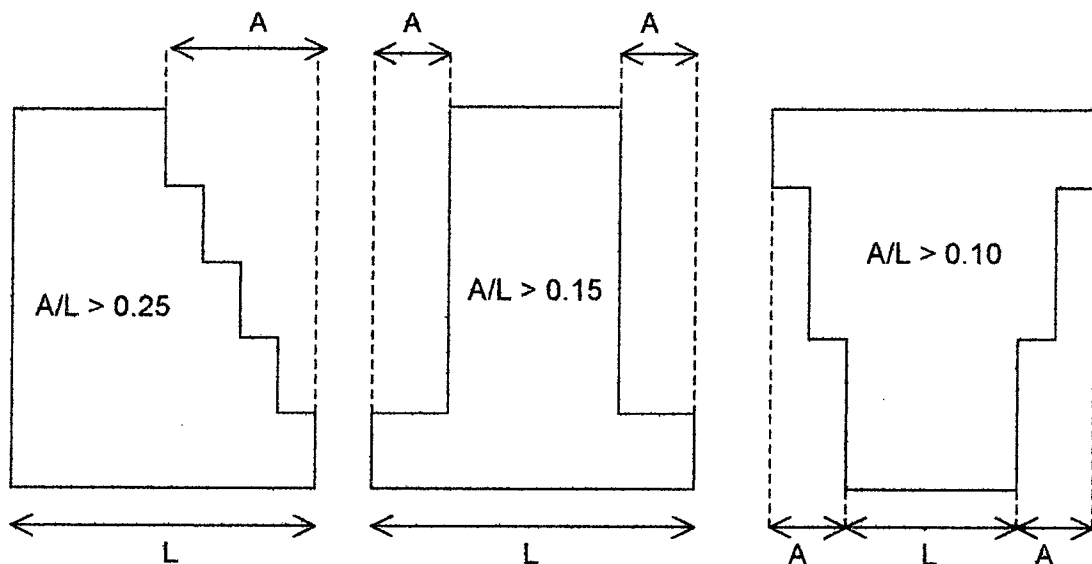
La sencillez y simetría en elevación son deseables por los mismos motivos que lo son en planta. Además en elevación es conveniente que no existan cambios bruscos en las dimensiones del edificio, ni en las distribuciones de masas, rigideces y resistencias. El principal objetivo es evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás, lo que puede producir el colapso total del piso. Los cambios bruscos en elevación hacen que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas conocido como Chicoteo que en los sismos resulta muy dañino.

Con respecto a la altura parece razonable proponer una esbeltez limitada en la mayoría de los edificios: altura/ancho no mayor de 3 o 4 porque mientras más esbeltos sean los edificios peores serán los efectos de volteo en un sismo y mayores serán los esfuerzos sísmicos en las columnas extremas, especialmente las fuerzas de compresión por volteo pueden ser bastante difíciles de controlar.

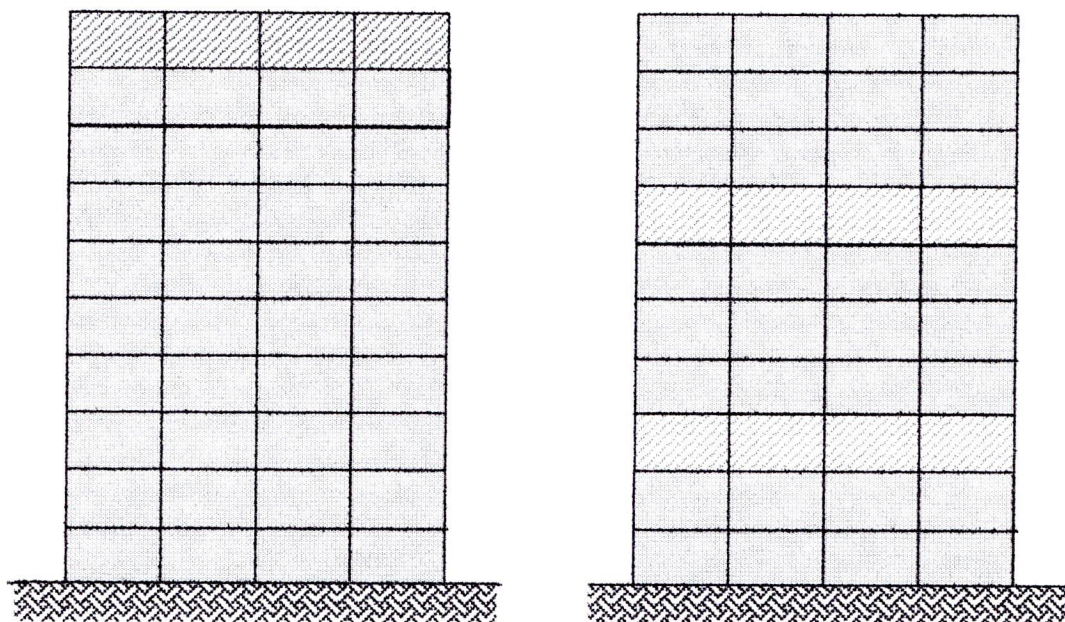
En la (figura 1.5.2.4) se muestra algunos cambios de geometría, y distribuciones de masas y rigidez que se deben considerar como irregularidades. Estos casos son difíciles de analizar por sismos, aún con computadora y difíciles de detallar adecuadamente.

“En cuanto a la relación entre la altura total y la dimensión mínima de la base del edificio, Dorwick sugiere que ésta no pase de cuatro con el objeto de poder transmitir adecuadamente los momentos de volteo a los pisos inferiores y a la cimentación y, en particular de reducir las fuerzas que estos momentos producen en las columnas exteriores de los primeros niveles”.

a) Cambios bruscos en geometría



b) Concentraciones de masas en algunos niveles



c) Cambios bruscos en rigideces y resistencias

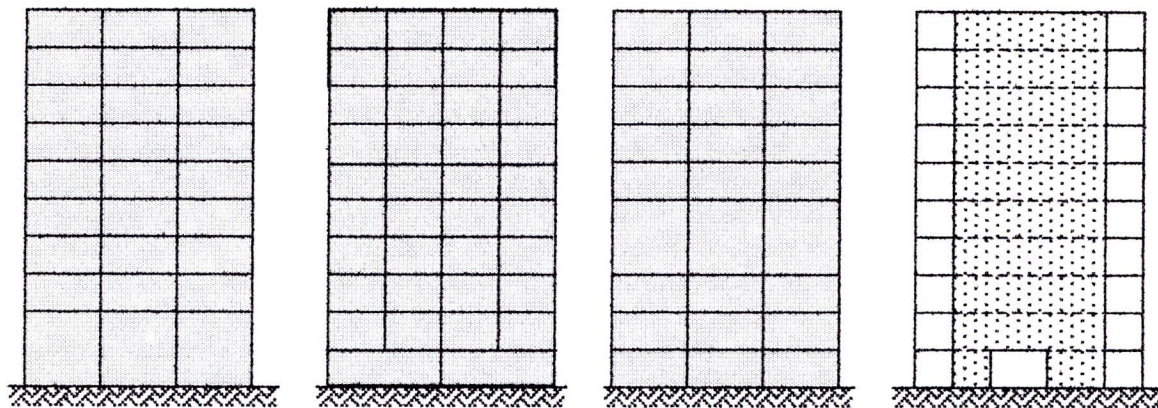


Fig. 1.5.2.4 Irregularidades en elevación.

1.5.2.5 Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad

Esta recomendación está ligada a las de regularidad y simetría en planta y elevación. Hay además algunas reglas de uniformidad que darán a la estructura mejores posibilidades de comportarse bien ante un sismo. Entre ellas están: que los

elementos que soportan las cargas verticales (columnas y/o muros) estén distribuidos uniformemente y sean continuos desde la cimentación hasta el último nivel, que los claros tengan dimensiones similares, que las vigas y columnas estén en el mismo plano y que sus ejes se intercepten, con el propósito de lograr que haya una adecuada transmisión de elementos mecánicos, para este fin también es deseable que las columnas y vigas contiguas sean de dimensiones similares, lo que además facilita el detallado de las uniones.

Es adicionalmente recomendable que ningún elemento estructural importante cambie bruscamente de dimensión ni de esfuerzos admisibles.

El empleo de claros muy desiguales en un mismo marco produce fuerzas cortantes y momentos flexionantes elevados en las vigas de los claros más cortos, en edificios altos, esta situación es más crítica porque producen variaciones en la carga axial de las columnas adyacentes ya que estas repercuten hasta el diseño de la cimentación. En edificios bajos estos efectos pueden ser insignificantes.

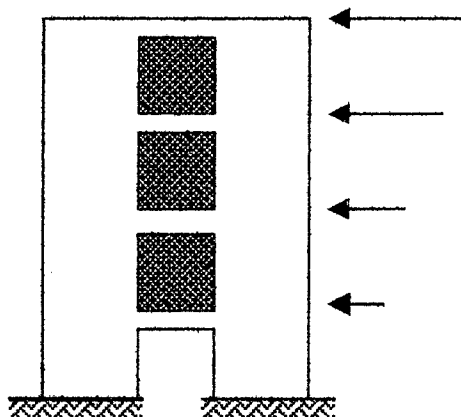
1.5.2.6 Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural

La resistencia de un edificio a sismos depende de su capacidad para disipar energía. Mientras mayor continuidad y monolitismo tenga un sistema estructural, es decir, mientras más hiperestático sea, mayor será su posibilidad de que se formen en él articulaciones plásticas con alta capacidad de absorción de energía mediante deformaciones inelásticas, con el consecuente comportamiento aceptable ante sismos. En otras palabras la redundancia y el comportamiento inelástico hacen posible que las estructuras hiperestáticas tengan algunas líneas de defensa ante los temblores, ya

que varios elementos pueden **fallar** pero los restantes quedan para seguir resistiendo el sismo.

Como consecuencia de lo anterior es poco favorable al uso de uno o varios muros como elementos resistentes principales a cargas laterales, y es preferible emplear una serie de muros acoplados por trabas que se diseñan para que en ellos se formen articulaciones plásticas (figura 1.5.2.6).

a) Muros acoplados



b) Mecanismo

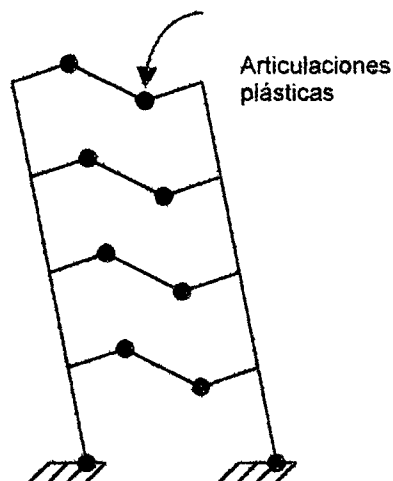


Fig. 1.5.2.6 Mecanismos de falla de dos muros acoplados por una hilera de vigas.

1.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES Y DE CIMENTACIÓN

1.6.1 Marcos

Uno de los principales sistemas estructurales que se emplean para resistir sismos, es el marco con nudos rígidos continuos.

En la (figura 1.6.1.a) se muestra esquemáticamente un marco sujeto a cargas laterales junto con las articulaciones plásticas correspondientes a dos posibles mecanismos que

dichas cargas pueden inducir. En el peor de los casos, las articulaciones se forman en las columnas de un solo entrepiso dando lugar a lo que puede llamarse mecanismo de movimiento lateral de columnas (fig. 1.6.1.b), que demanda ductilidades muy grandes en las articulaciones en cuestión, sobre todo, en los niveles inferiores donde las cargas axiales son altas.

Si la fluencia se presenta en las vigas (salvo en la base del edificio) se produce un desplazamiento lateral de viga con una ductilidad moderada.

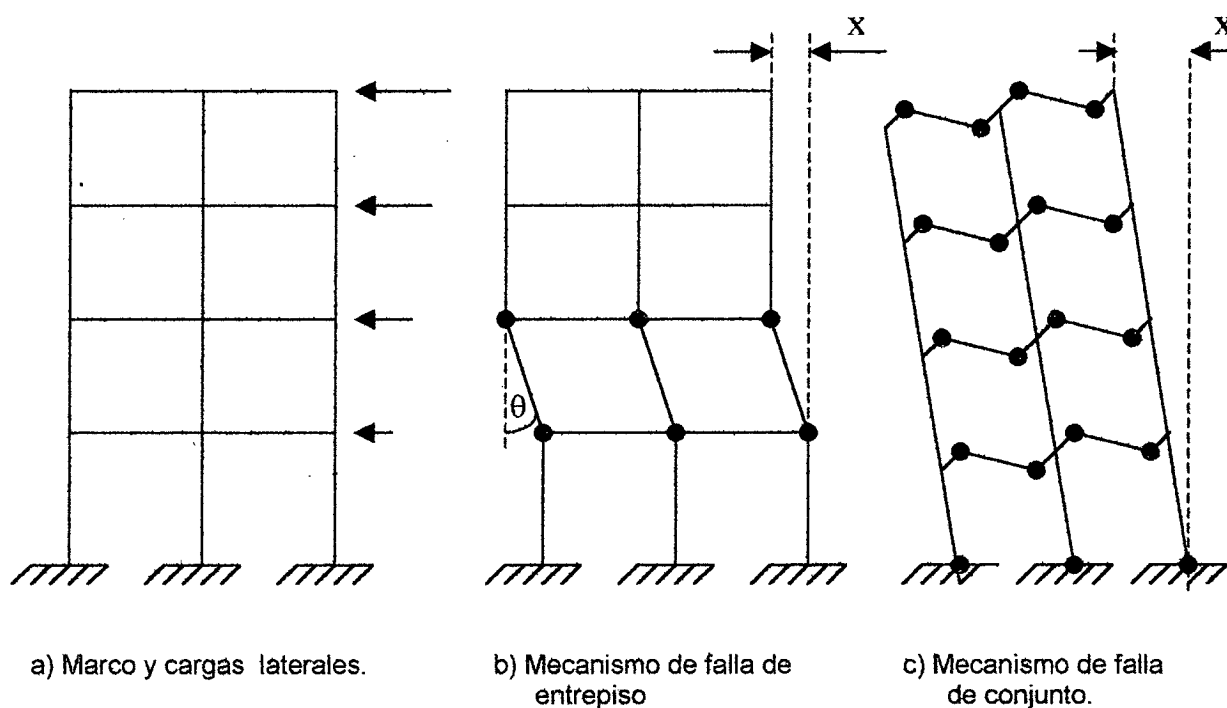


Fig.1.6.1 Posibles mecanismos de un marco rígido sujeto a una carga lateral

1.6.2 Muros de rigidez

Otro sistema utilizado con frecuencia para resistir cargas laterales es el muro de rigidez, en especial en edificios de cierta altura, en los que sirven para limitar los desplazamientos laterales.

En la (figura 1.6.2.a) se muestra el caso en que la estructura consiste en un solo muro en voladizo en el cual los momentos de volteo máximos ocurren en la base, con la posibilidad de que allí se forme una articulación plástica, como se ilustra en la (figura 1.6.2.b). Se puede esperar que las demandas de ductilidad que impone este mecanismo puedan ser satisfechas por los muros si se cuida que las cargas axiales no sean altas y que no exista inestabilidad lateral. Recuérdese de concentrar el refuerzo en los extremos, y téngase presente que la longitud que pueda abarcar la articulación en la base es de orden de uno o dos pisos, y que es allí donde ocurren los cortantes máximos, por lo que hay que prevenir que se produzcan fallas por adherencia, compresión de algún extremo o por cortante y lograr que rija la falla de tensión por flexión.

Con frecuencia los muros de rigidez están acoplados por vigas a muros o marcos. Un caso particular es el de dos muros ligados entre si por una hilera de vigas (figura 1.5.2.6.a). En este caso, las cargas laterales generan en las vigas de acoplamiento fuerzas cortantes y momentos flexionantes altos. Es conveniente reforzar y detallar estas vigas de tal manera que tengan capacidad de rotación suficiente para que la energía introducida por el sismo se disipe mediante un mecanismo como el de la (figura 1.5.2.6.b).

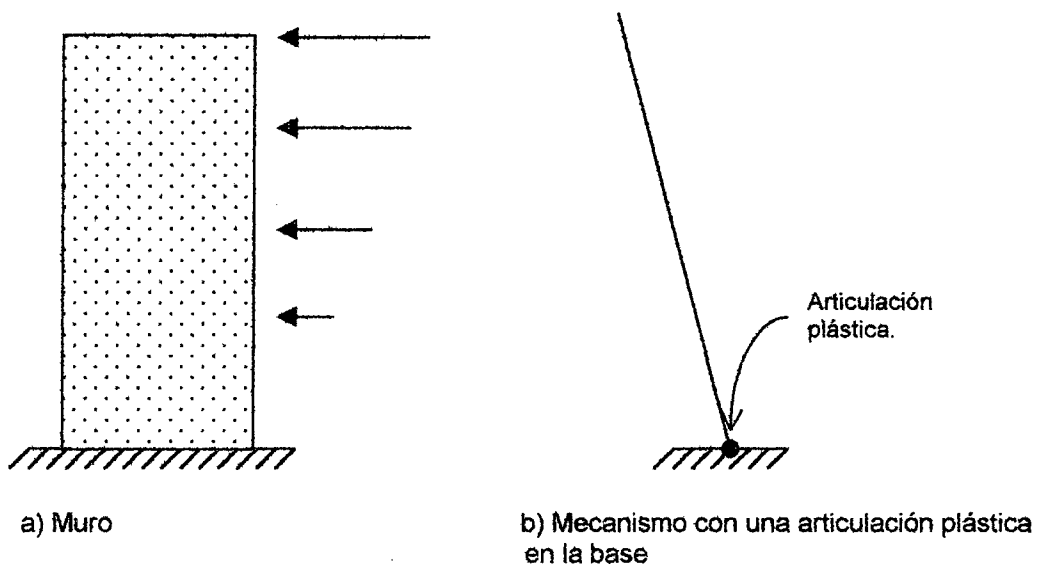


Fig.1.6.2 Mecanismo de falla de un muro de rigidez aislado sujeto a cargas laterales

1.6.3 Cimentaciones

El objetivo esencial de una cimentación durante un sismo, es transmitir adecuadamente al suelo las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor en la superestructura y soportar apropiadamente los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo circundante.

En general, para la elección del tipo de cimentación, es deseable seguir los lineamientos que han recomendado para escoger la forma de la superestructura, tales como simetría, regularidad y distribución uniforme, por las mismas razones que entonces se expresaron. Así por ejemplo, debe evitarse al máximo combinar distintos sistemas de cimentación superficiales y profundos, se procurará que las cargas verticales se distribuyan simétricamente, que los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura no sea muy alargada en planta.

Otro principio general que debe seguir es el de buscar que la cimentación tenga una acción de conjunto, que limite en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales; resulta pues recomendable ligar entre sí las zapatas, ya sea que estén sobre el suelo o sobre pilotes, mediante vigas; salvo que se disponga de un mejor criterio, estos elementos de liga deben poder resistir al menos 10 % de la mayor carga vertical de las columnas adyacentes.

Las acciones que derivan de las fuerzas producidas en la estructura son momentos de volteo y fuerzas cortantes. Los primeros usualmente no constituyen un problema para el edificio completo a menos que éste sea muy esbelto; sin embargo, sí pueden presentarse dificultades en los casos de muros que tomen la mayor parte de las cargas laterales. Naturalmente, en estos casos debe ponerse cuidado especial en que

las presiones verticales no excedan de los valores permisibles del terreno o de los pilotes que constituyen el sistema de cimentación.

1.7 FACTORES DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD

Ductilidad.- Concepto: “Es la capacidad de un material para deformarse plásticamente, si un material es capaz de experimentar una deformación permanente apreciable, se dice que dicho material es dúctil, si tal deformación es pequeña, entonces el material es frágil”.¹

Dentro de la ingeniería, la ductilidad se mide por el porcentaje de elongación de un ensayo de tracción, el porcentaje de deformación en la rotura.

En estructuras sometidas a cargas habituales o normales, la ductilidad es muy importante ya que es el factor que determina la seguridad de la estructura.

Los criterios de diseño sísmico adoptados por el Reglamento del Distrito Federal de México incluyen el uso de factores de reducción por ductilidad (Q) que permiten diseñar para fuerzas sísmicas menores que los correspondientes a coeficientes o aspectos de diseño elástico. Mediante estas reducciones, dicho reglamento reconoce la capacidad de disipación de energía que poseen distintos sistemas estructurales.

¹ MIHAÍLO D. TRIFUNAC, VII Jornadas estructurales - Guayaquil, pág.138

"La capacidad de disipación de energía de una estructura depende de la estructuración del edificio y del comportamiento de los materiales, elementos y conexiones estructurales"². Por esta razón, en el reglamento mexicano consta una tabla donde se indica los requisitos para escoger el factor de reducción por ductilidad que a continuación se presentará (ver tabla 8.1).

Es razonable suponer que las articulaciones de colapso se formarán en los extremos de las vigas y no en las columnas dando lugar a un mecanismo de falla similar mostrado en la (figura 1.6.1.c).

1.8 REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS

1.8.1 Aspectos generales

Anteriormente se ha mencionado que uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se ha supuesto en el análisis. A este respecto los puntos más importantes son los relativos a que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño ya que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo intenso, desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso.

² CHRISTOPHER ARNOLD, Manual de Configuración y diseño sísmico, pág. 185

Tabla 8.1 Requisitos para el uso de distintos factores de reducción por ductilidad según el RDI².

Factor de reducción Q	Requisitos
6	La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones: a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, y sus juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar. b) Las columnas de concreto son zunchadas, o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del zunchado, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. c) Para la revisión de los estados límite de falla por fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se usa un factor de carga 1,4 en lugar de 1,1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando obran cargas accidentales. d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de trabes y columnas, o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requirieran para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entrepiso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada. e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.
4	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos al 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.
2	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.
1.5	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.

1.8.2 Estructuras de concreto

1.8.2.1 Introducción

Los valores de Q especificados para estructuras de concreto por el Reglamento Mexicano varían entre 2 y 6 dependiendo de la estructuración, según sea a partir de marcos o de muros o de combinaciones de ambos y dependiendo de los requisitos de dimensionamiento y detalle.

En esta parte se describen los requisitos correspondientes a los diferentes elementos estructurales como vigas, columnas, uniones y muros para los diferentes factores de reducción y son adicionales a los establecidos en las normas para estructuras construidas en zonas no sísmicas.

En general no existen requisitos especiales para la adopción de $Q = 2$, estos son los usuales para estructuras de concreto en zonas no sísmicas.

1.8.2.2 Materiales

La limitación de una resistencia mínima que se impone para $Q = 6$ tiene la intención principal de evitar tipos de concreto en los que se tiene un escaso control de calidad.

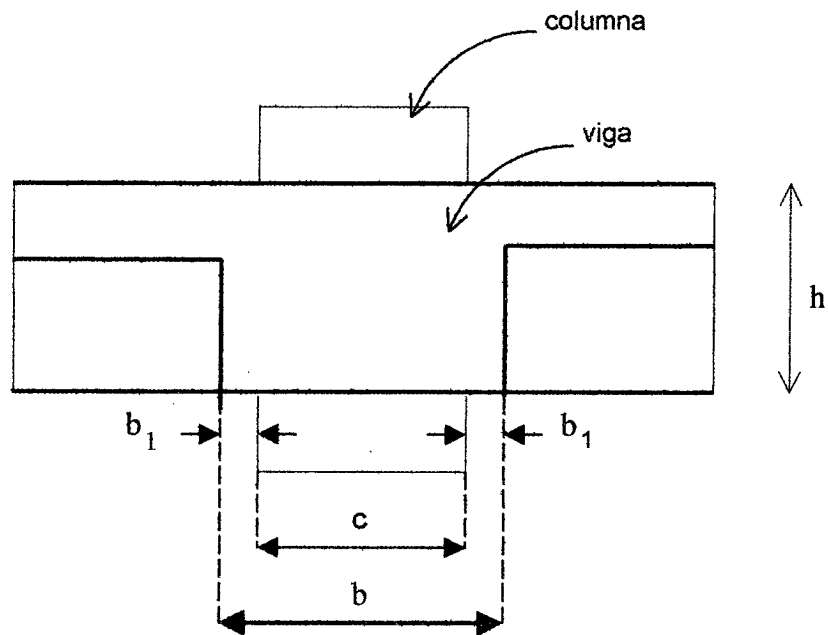
Se debe controlar la calidad del concreto para evitar que la variabilidad de sus propiedades pueda dar lugar a zonas mucho más débiles que el resto de la estructura y que en ella tienda a concentrarse la disipación inelástica de energía, tendiendo a obtener una menor ductilidad del conjunto.

En lo que respecta al acero de refuerzo, las normas admiten aceros hasta con esfuerzo nominal de fluencia de 6000 kg / cm^2 .

1.8.2.3 Requisitos para vigas

Los requisitos que se describen a continuación se aplican a aquellos elementos que trabajan esencialmente en flexión, lo que incluye las vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan de $0.1 A_g f'_c$, en que A_g es el área de la sección bruta.

a) Requisitos geométricos. Los requisitos ilustrados en la (figura 1.8.2.c.1) tienen como objetivo en primer lugar evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral por la excesiva esbeltez de su alma; a eso obedecen las limitaciones de las relaciones l/b y h/b .



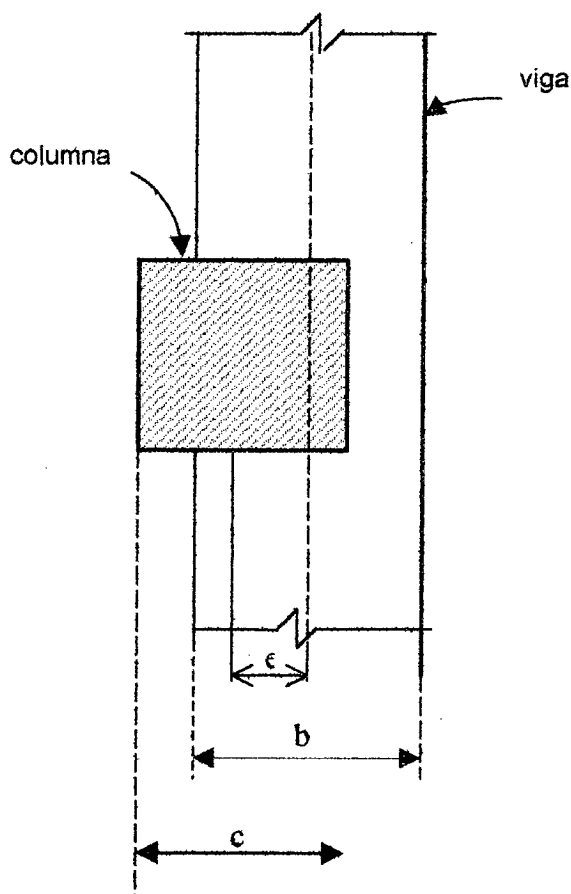


Fig. 1.8.2.c.1 Requisitos geométricos para vigas de concreto reforzado

Q = 4	Q = 6
$b_1 \leq 1.5 h$	$b_1 = 0$
$l/b \leq 40$	$h/b \leq 3$
$h/b \leq 4.0$	$e/b \leq 0.25$
$e/b \leq 0.5$	$l/b \leq 25$
	$b \geq 20 \text{ cm.}$
	$l/h \leq 4$

l = longitud libre de la viga

Por otra parte, se pretende también asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna sea sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión. Con este fin se limita la excentricidad que puede tener la viga con respecto a la columna y se prohíbe que la viga tenga un ancho netamente superior al lado de la columna en que se empotra.

b) Requisitos para el refuerzo longitudinal. Los requisitos se ilustran en la (figura 1.8.2.c.2). El área mínima de refuerzo en estructuras en zonas no sísmicas o en los que se adopte $Q = 2$, debe cumplirse sólo en aquellos lechos en que según el análisis aparecen tensiones para alguna combinación de acciones de diseño; cuando se diseñe con $Q = 4$ ó $Q = 6$ se requiere el refuerzo mínimo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga, independientemente de los resultados del análisis.

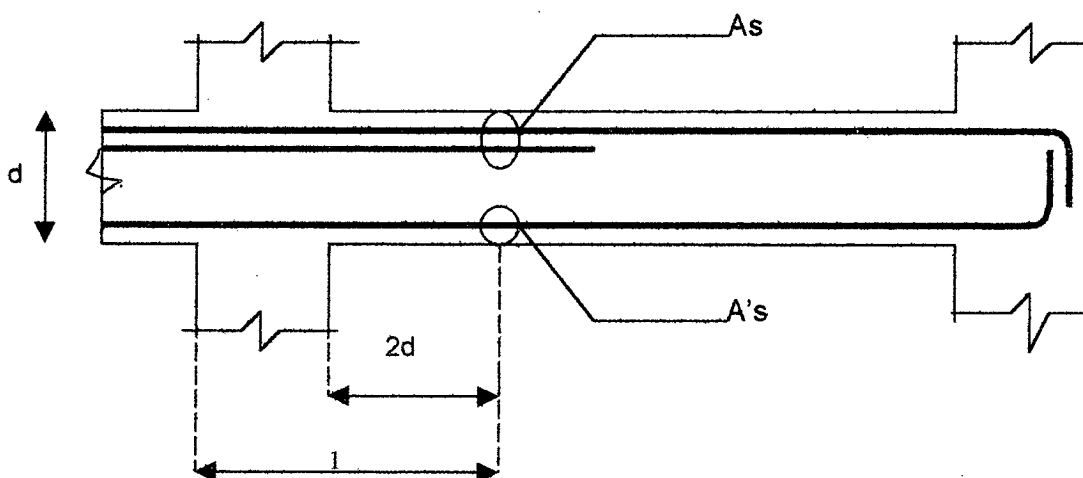


Fig. 1.8.2.c.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de concreto

La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más sobreforzada, es decir cuando menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a la falla balanceada; por esa razón, en los requisitos que corresponden a $Q = 4$ sólo se exige que el área de refuerzo no exceda de 75 por ciento la balanceada, mientras que cuando se diseña para $Q = 6$ ésta debe limitarse a un 60 por ciento de la balanceada.

c) Requisitos para el refuerzo transversal. La cantidad y disposición de estribos tiende por una parte a asegurar cierta ductilidad en cualquier sección en caso de un agrietamiento diagonal, también se pretende que los estribos proporcionen confinamiento al concreto en los extremos de las vigas y eviten el pandeo del refuerzo de compresión para permitir el desarrollo de grandes ductilidades.

1.8.2.4 Requisitos para columnas

Se cubren aquí elementos sujetos a una carga axial de compresión que exceda de $0.1f_c A_g$, donde A_g es el área de la sección bruta. Para columnas en que la carga axial sea menor que el límite indicado, se seguirán los requisitos para vigas.

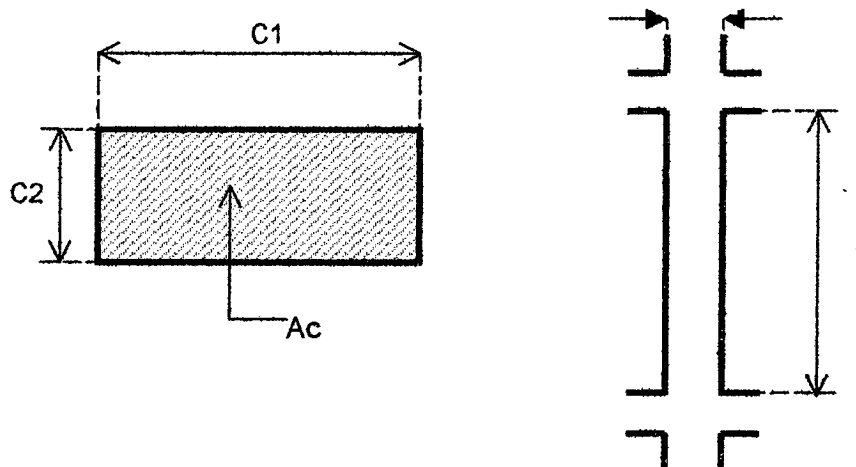


Fig. 1.8.2.1.a Requisitos para las dimensiones de columnas.

Para $Q = 6$ (según Código Mexicano)

$$C1/C2 \leq 4; \quad L/C2 \leq 16; \quad C2 \geq 30 \text{ cm}$$

a) Geometría. Los requisitos ilustrados en la (figura 1.8.2.1.a) tienden a eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes, y asegurar que las columnas tengan dimensiones y proporciones tales que puedan proporcionar eficientemente en la acción de marco junto con las vigas que lo conectan.

b) Refuerzo longitudinal. Para $Q=6$ es necesario revisar la capacidad en flexocompresión de las columnas con un factor de carga de 1.4. Esto obedece a que los mecanismos de deformación inelástica estén regidos por articulaciones plásticas en las vigas.

Para que el refuerzo longitudinal cumpla sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el concreto del núcleo, deberá estar restringido contra el pandeo y contra movimientos laterales antes del colado.

c) Refuerzo Transversal. Para disminuir el carácter frágil de la falla por flexocompresión, en los extremos de las columnas se requiere proporcionar refuerzo de confinamiento, tanto cuando se diseña para $Q=4$ como para $Q=6$, en una longitud que se define en la (figura 1.8.2.1.b).

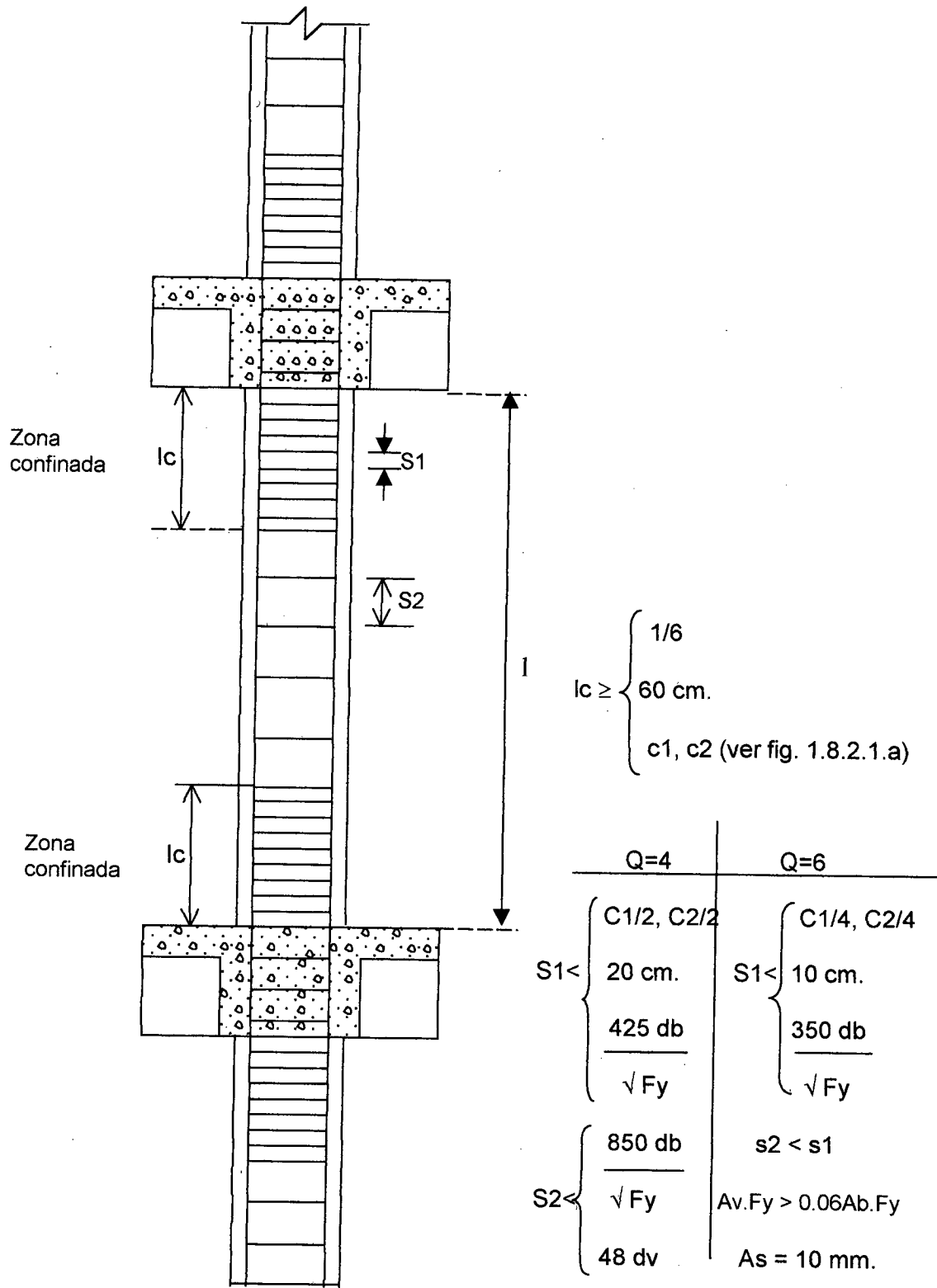


Fig. 1.8.2.1.b Requisitos para refuerzo transversal en columnas de concreto.

Por otra parte, se ha comprobado que la forma más apropiada para reducir el carácter frágil de la falla por flexocompresión en el concreto reforzado es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal que restrinja la expansión lateral del concreto cuando éste llega a esfuerzos de compresión cercanos al de falla. El refuerzo helicoidal es constructivamente práctico en columnas de sección circular o cuadrada.

Para columnas de sección rectangular, la forma de proporcionar un confinamiento similar al de un zuncho es mediante estribos de varias ramas o estribos y grapas poco espaciadas como se muestra en la (figura 1.8.2.1.c).

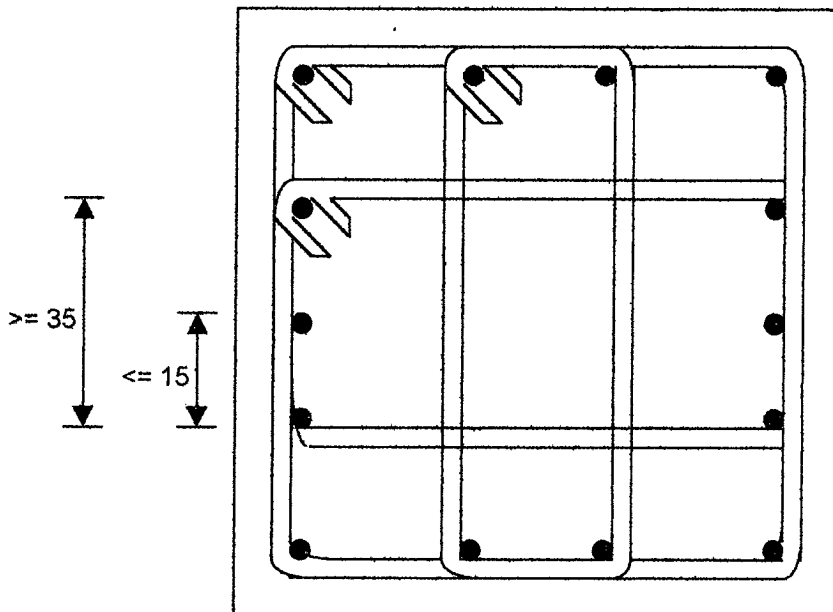


Fig. 1.8.2.1.c Distribución admisible de estribos y barras longitudinales en columnas.

1.8.2.5 Requisitos para uniones viga-columna

Las fallas en uniones viga-columna han sido frecuentes y presentan un comportamiento general frágil; para evitarlas es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan, de manera que éstos puedan desarrollar toda su capacidad.

Tres aspectos pueden llegar a ser críticos en una unión viga-columna.

- a) El confinamiento del concreto en la zona de unión.
- b) El anclaje de refuerzo (especialmente en columnas extremas).
- c) La resistencia en cortante de la conexión.

Es muy común discontinuar el refuerzo transversal en la columna en su zona de intersección con el sistema de piso; esta práctica es inadecuada, ya que debe proporcionarse confinamiento al concreto y restricción al refuerzo longitudinal y también debe mantenerse la misma cantidad de estribos en esa zona que en los extremos de la columna (figura 1.8.2.1.c).

La falla por anclaje en uniones extremas ha sido una de las más frecuentes. El refuerzo longitudinal que deba terminarse en una unión viga-columna, se prolongará hasta la cara lejana de la columna y tendrá un dobléz a 90° seguido de un tramo recto con las características mostradas en la (figura 1.8.2.1.d).

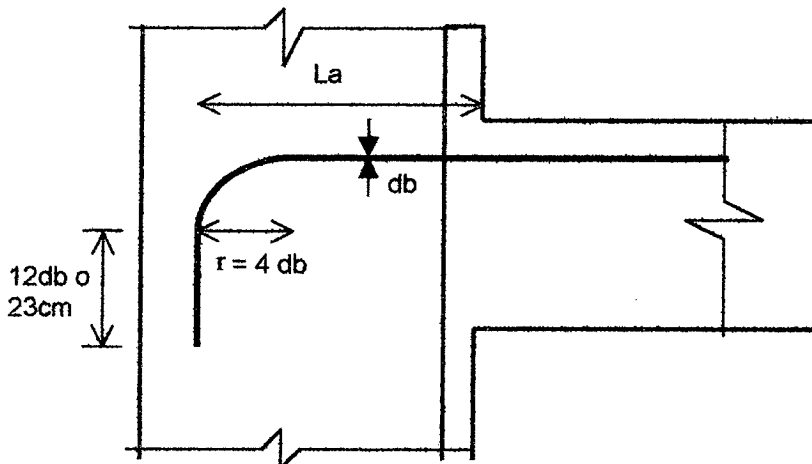


Fig. 1.8.2.1.d Anclaje de refuerzo longitudinal de vigas.

1.8.2.6 Requisitos para losas planas

El mecanismo de colapso en las losas planas está regido finalmente por la falla de los extremos de las columnas o por una falla local por cortante en la losa alrededor de una columna.

Al menos el 75 por ciento del refuerzo por flexión debida a sismo debe cruzar el núcleo de la columna. El resto debe colocarse en una distancia no mayor que la mitad del peralte de la losa, medida a partir del paño de la columna.

Debe revisarse en las losas la falla por cortante debido a carga vertical más sismo y debe existir un refuerzo mínimo por cortante en la zona maciza alrededor de la columna.

1.8.2.7 Requisitos para muros de rigidez

Cuando una parte o la totalidad de las fuerzas sísmicas deban ser resistidas por muros de rigidez, el valor de Q que se adoptará depende de la estructuración. En todo caso deberán cumplirse los requisitos siguientes:

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical no serán menores que 0.0025; el espaciamiento del refuerzo no excederá de 35 cm. y éste se colocará en dos capas siempre que el espesor del muro exceda de 15 cm o el esfuerzo cortante promedio en el muro debido a las cargas de diseño sea superior a $\sqrt{f'c}$ (en kg/cm²).

Cuando para resistir los efectos de flexocompresión en el muro debidos a sismo se requiera refuerzo longitudinal que dé lugar a una cuantía total en exceso de 0.0075, el refuerzo necesario para flexocompresión se colocará en los extremos del muro y deberá cumplir con los requisitos para columnas, en cuanto a la distribución del refuerzo longitudinal y transversal.

En estructuras con muros de rigidez, la demanda de ductilidad que debe esperarse en un sismo intenso es menor que en estructuras a base de marcos; por tanto, los requisitos de refuerzo son en éste caso menos estrictos.

El refuerzo mínimo vertical y horizontal cumple esencialmente fines de evitar que haya agrietamientos previos por cambios volumétricos que afecten la capacidad del muro para resistir sismos. Debido a su gran rigidez, los muros absorben generalmente una porción mayoritaria de las fuerzas sísmicas.

1.9 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

1.9.1 Conceptos generales

Las estructuras de acero diseñadas de acuerdo con los códigos modernos poseen características muy favorables de capacidad de disipación de energía que las hacen muy idóneas para resistir los efectos sísmicos. Esto ha sido demostrado por el buen desempeño que han tenido ante el efecto de los sismos importantes, por esta razón los requisitos que se imponen para las estructuras de acero en zonas sísmicas son poco numerosas. El reglamento admite factores de reducción de ductilidad hasta de 6 para estas estructuras, dependiendo del tipo de estructuración.

Hay que poner atención en que la ductilidad interna de este material no se anule por la ocurrencia de algún modo de falla frágil como falla local, por pandeo global de un elemento (por carga axial o inestabilidad lateral) y fallas locales en conexiones.

A estos aspectos se refieren esencialmente las recomendaciones que se expresan en los incisos siguientes.

1.9.2 Material

Los aceros que cumplen las normas relativas a acero estructural (ASTM A36, A7) poseen todas características adecuadas de ductilidad; conviene en la verificación de calidad de estos materiales poner especial atención en los siguientes aspectos:

- a) **Elongación.** La deformación de ruptura debe cumplir con el mínimo aceptado por la norma, ya que ésta es una propiedad esencial para el buen comportamiento sísmico.
- b) **Uniformidad de resistencia.** Es importante cuidar que la resistencia de todos los elementos estructurales empleados sea muy uniforme, para evitar que el comportamiento inelástico se concentre sólo en algunas secciones en las que puedan llegar a requerirse rotaciones excesivas; se recuerda además que en lo que respecta a comportamiento sísmico, el exceso de resistencia en algunas partes de la estructura puede ser perjudicial y que, por tanto, debe cuidarse que la dispersión en las propiedades del material sea pequeña.

- c) Ausencia de defectos de laminación en los perfiles empleados. En ocasiones en el proceso de laminación se originan grietas o separación de capas que debilitan los elementos.
- d) Soldabilidad. El material debe poseer las características necesarias para que pueda soldarse con facilidad, dando lugar a una estructura continua en que las zonas de soldadura no constituyan puntos débiles donde puedan presentarse fallas prematuras o una deformación inelástica excesiva.

A este respecto, además de las buenas propiedades del material, es esencial ejercer un estricto control de la ejecución de la soldadura.

1.9.3 Requisitos geométricos

En general deben cumplirse las relaciones de esbeltez y de proporciones de la sección ya conocidas; sin embargo, cuando se adopte $Q = 6$ tanto las columnas como las vigas deben satisfacer además los requisitos correspondientes a secciones compactas y que son los siguientes:

- a) Los patines deben estar conectados en forma continua con el alma.
- b) La relación ancho/grueso de los elementos no atiesados del patín comprimido, o sea los que tienen un borde libre paralelo a la dirección de los esfuerzos, no debe ser mayor que $440/\sqrt{f_y}$.
- c) La relación ancho/grueso de los elementos atiesados del patín comprimido no debe ser mayor que $1600/\sqrt{f_y}$.

d) La relación ancho/grueso del alma o almas no debe exceder el valor dado por

$$d/t = \frac{3450}{\sqrt{f_y}} (1 - 0.4 \frac{P_u}{P_y}) \quad \text{si } P_u/P_y < 0.27$$

$$\sqrt{f_y} \quad P_u$$

$$d/t = \frac{2150}{\sqrt{f_y}} \quad \text{si } P_u/P_y \geq 0.27$$

$$\sqrt{f_y}$$

siendo:

d= Peralte de la sección

P_u = Fuerza axial de diseño que actúa sobre el elemento

$P_y = A \cdot F_y$ es la carga que ocasiona la plastificación de la sección

F_y = Esfuerzo de fluencia (kg/cm²)

1.9.3.1 Requisitos para vigas y columnas

1.9.3.1.1 Requisitos para vigas

Las conexiones entre vigas y columnas deben diseñarse para que permitan a los elementos que se conectan desarrollar su capacidad total sin que se presenten fallas locales en la conexión.

En el diseño por sismo, la conexión y la zona de intersección entre vigas y columnas debe diseñarse para que puedan presentarse las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas sin que se llegue a la fluencia del alma de la columna, ni se presente en ella falla por cortante.

Para evitar la fluencia en tensión o el pandeo en compresión del alma de la columna, deberán proporcionarse atiesadores que sean capaces de resistir la fuerza de fluencia del patín de las vigas con un factor de carga de 1.1.

Cuando se adopte $Q = 6$ se deberán satisfacer, además de los requisitos generales de las normas, los siguientes:

- a. En la revisión de esfuerzos cortantes deberá aplicarse a las fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuantes un factor de cargas 1.4. El requisito anterior es particularmente importante en lo que se refiere al dimensionamiento del alma en los extremos de la viga.
- b. Los extremos de las vigas, en la longitud de dos peraltes medido a partir del paño de la columna, deberán estar restringidos en su desplazamiento transversal de manera que la distancia entre puntos de contraventeo no exceda de los valores siguientes:

63.2 ry → para $f_y = 2500 \text{ Kg / cm}^2$

Para Ecuador:

52.5 ry → para $f_y = 3500 \text{ Kg / cm}^2$

48.09 ry → para $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$

46.2 ry → para $f_y = 4500 \text{ Kg / cm}^2$

donde: ry es el radio de giro del miembro alrededor del eje débil.

1.9.3.1.2 Requisitos para columnas

Cuando se diseñe para $Q = 6$ hay que tomar precauciones para que las articulaciones plásticas se formen en las vigas sin que se presenten deformaciones inelásticas importantes en los extremos de las columnas, y esto se debe cuando:

- a) La carga axial de servicio P debida a carga vertical más sismo sin aplicar factores de carga exceda el 15% de la carga axial de fluencia P_y , deberán revisarse los diferentes estados límite de falla de la columna (flexocompresión, pandeo, cortante, etc) con las cargas de diseño obtenidas aplicando factores de carga 1.4.
- b) La sección de la columna se proporcionará de manera que la relación P_u/P_y no exceda de 0.6.

1.10 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

1.10.1 Conceptos generales

La mayor parte del daño económico causado por sismos importantes que han afectado centros urbanos no se debe a fallas estructurales, sino a costa de reparación de aquellos elementos de las construcciones que se considera no forman parte de su estructura resistente. En ello pueden distinguirse, por una parte los equipos e instalaciones alojadas por la construcción y por otra, los elementos arquitectónicos como paredes divisorias, puertas, ventanas, recubrimientos, fachadas, plafones, etc.

Uno de los objetivos fundamentales para un correcto diseño sísmico establece que debe procurarse evitar el daño no estructural causado por sismos moderados que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la construcción. La forma que el código fija para cumplir dicho objetivo consiste en la limitación de los desplazamientos laterales admisibles para el sismo de diseño. Los valores que fijan los códigos son de manera ficticia muy superiores a los que la mayoría de los elementos no estructurales son capaces de soportar sin daño.

Para limitar las deflexiones laterales a los valores admisibles, debe proporcionarse la rigidez lateral suficiente a la estructura en su totalidad y cuidar que la forma y los detalles de la estructura sean tales que no den lugar a amplificaciones locales de las deformaciones. En la fig. 1.10 se ilustran los desplazamientos laterales que hay que controlar, así como las dos situaciones que considera el reglamento: El caso A en que el elemento no estructural está ligado a la estructura de manera que está obligado a seguirla en su deformación y el caso B en que el elemento no estructural está conectado a la estructura de manera que ésta puede vibrar y deformarse libremente sin introducir distorsiones en el elemento no estructural, en éste caso el muro divisorio. El reglamento admite en el primer caso un desplazamiento $\psi = \Delta / h = 0.008$ y en el segundo $\psi = 0.016$.

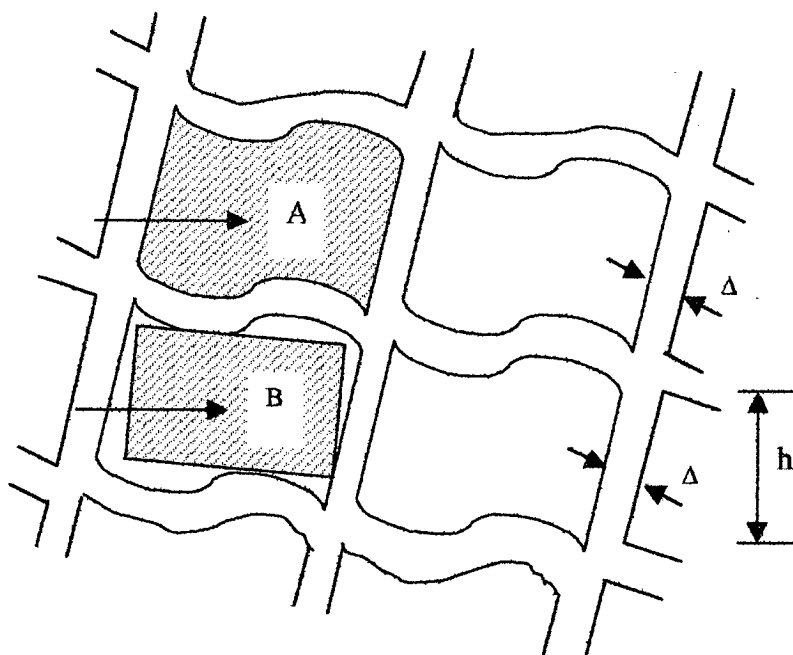


Fig. 1.10 Distorsiones admisibles de entrepiso.

Además de la revisión de los desplazamientos laterales de la estructura, el cuidado de los elementos no estructurales deben incluir:

- a) la revisión de las fuerzas de inercia que se inducen en los elementos debido a su propia masa y que pueden causar su falla o volteo local.
- b) La revisión de las holguras necesarias para que los elementos no estructurales se comporten en la forma supuesta en el diseño.

1.10.2 Métodos de diseño

1.10.2.1 Detalles para aislar elementos arquitectónicos

El tipo de elementos arquitectónicos que se especifiquen en un proyecto y los detalles especificados deben ser congruentes y se deben tomar en cuenta los efectos sísmicos a los que van a estar sujetos.

En general, se tienen dos opciones en cuanto a la protección sísmica de elementos arquitectónicos, la primera consiste en desligarlos de la estructura principal de tal manera que las deformaciones de ésta no les afecten y la otra consiste en ligarlos a la estructura, pero limitando los desplazamientos de esta a valores que no produzcan daños a los elementos no arquitectónicos.

Al desligar un elemento no estructural (muro, recubrimiento, ventana, etc), de la estructura principal, deben preverse detalles que aseguren su estabilidad ante los efectos del sismo y ante otras acciones como cargas vivas o viento que pueden producir vibraciones en dichos elementos desligados.

Cuando no se desligan los elementos arquitectónicos, hay que revisar que su presencia no afecte de manera desfavorable el comportamiento de la estructura al interactuar con ella y, por otra parte, que los desplazamientos que ésta sufra no sean excesivos. En general esta solución es conveniente para estructuras con alta rigidez lateral que no se ve alterada por la interacción con los elementos no estructurales y que da lugar a bajos desplazamientos laterales.

A continuación se mencionan las precauciones más convenientes para algunos elementos usuales.

a) Muros Divisorios

Son los que han causado mayores problemas en edificios de cierta altura. La modalidad más frecuente en nuestro medio es todavía a base de muros de mampostería, bloque de concreto u otras piezas de características semejantes, ésta mampostería por una parte da lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar estructuralmente y absorber una fracción importante de las fuerzas sísmicas; por otra parte se trata de materiales muy frágiles que sufren daños por deformaciones pequeñas. Otros materiales que se emplean cada vez con frecuencia en edificios son a base de armazones metálicos o de madera y de recubrimientos de yeso o de triplay; estas paredes son mucho más flexibles y ofrecen más posibilidades de ser protegidas contra daños por sismo.

Cuando se opta por integrar los muros a la estructura y éstos son de material rígido (como la mampostería), es necesario considerarlos como elementos estructurales.

Un problema especial de la integración de los muros a la estructura lo presentan aquellos casos en el que el muro no abarca la altura total de entrepiso; aquí el muro rigidiza al marco haciendo que éste elemento absorba una porción importante de la fuerza sísmica; esta fuerza tiene que ser resistida totalmente por la parte descubierta de la columna, provocando con frecuencia su falla por cortante.

Para aislar los muros de la estructura es necesario proporcionar una holgura generosa entre el muro y la estructura principal; es recomendable una separación mínima de 2 cm. Dicha separación debe existir tanto respecto a las columnas y otros elementos estructurales verticales, como con respecto a la losa (o viga) superior.

Puede convenir colocar los muros divisorios fuera de los ejes de columnas (fig. 1.10.2).

Esta solución presenta ventajas en el comportamiento estructural, pero suele traer complicaciones en cuanto al uso del espacio arquitectónico.

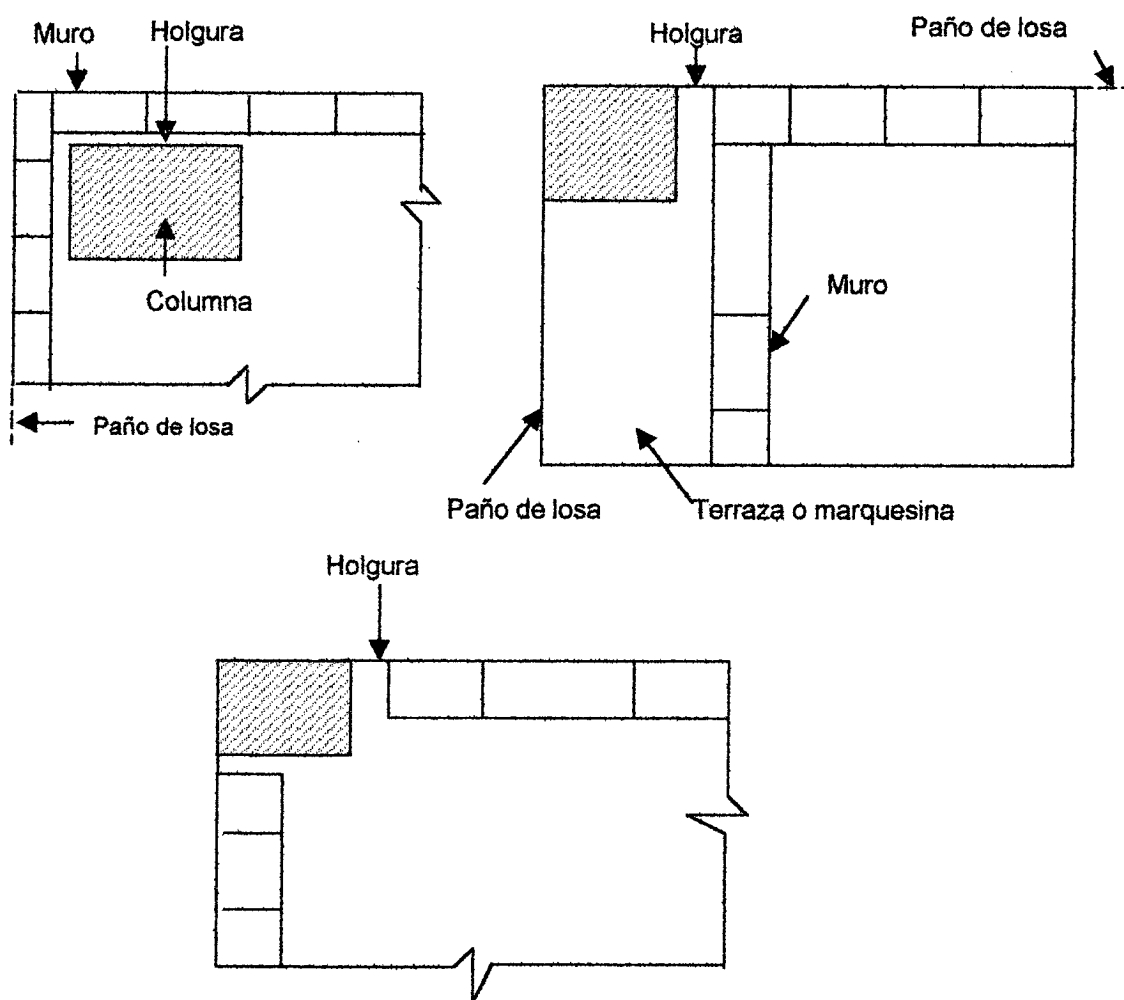


Fig. 1.10.2 Posibles disposiciones de muros en planta para desligarlos de la estructura.

b) Recubrimientos y Ventanas

Las fachadas prefabricadas de concreto deben proveerse de detalles y holguras que aseguren que no sean afectadas por los movimientos laterales de la estructura. Los procedimientos de fijación de estas fachadas a la estructura principal deberían diseñarse cuidadosamente para evitar su falla por efecto del sismo.

Los recubrimientos muy frágiles deben evitarse en escaleras, porque las paredes de éstos son muy expuestas a sufrir deformaciones importantes por aspectos sísmicos.

CAPITULO 2

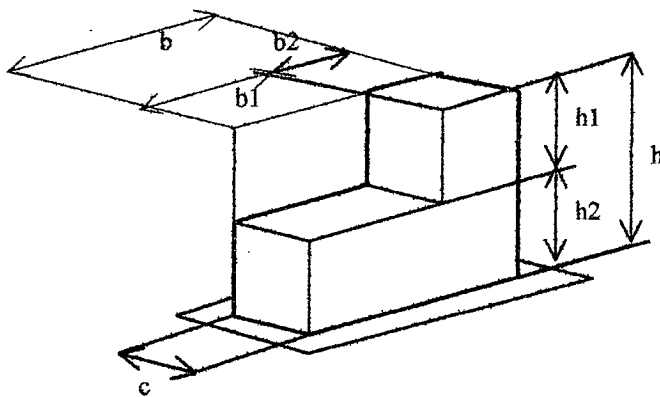
CONFIGURACION

2. CONFIGURACIÓN

2.1 Naturaleza de la Configuración.

El arquitecto está íntimamente relacionado con la configuración de un edificio ya que éste es el que concibe y controla la configuración de la construcción. La configuración define el tamaño y la forma del edificio, pero además se debe tomar en cuenta otros factores importantes como el tamaño y la situación de los elementos no estructurales que pueden influir en el comportamiento estructural, esto comprende elementos como muros, columnas, pisos, escaleras y también la cantidad y tipo de divisiones interiores.

Pero existen otros determinantes de configuración que a veces dominan como la geometría, geología y clima del lugar de construcción, requisitos de diseño urbano y aspectos arquitectónicos de estilo, es por ello que todos los requisitos definen finalmente la configuración del edificio.



Tamaño y Forma.

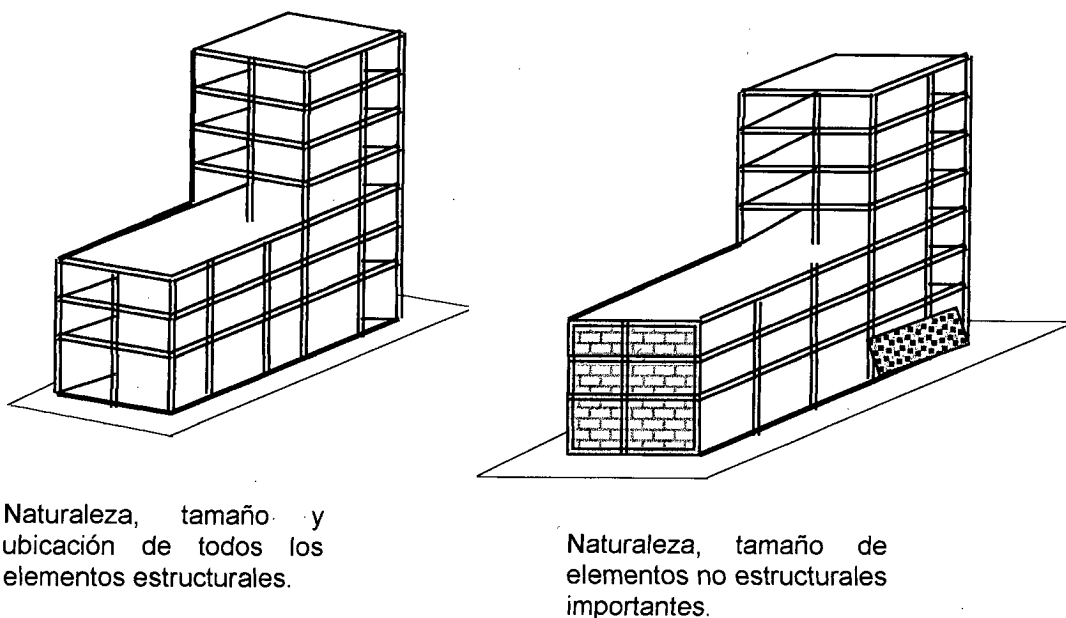


Fig. 2.1 La definición ampliada de configuración adoptada, comprende tres distintos aspectos.

2.2 Importancia de la Configuración

Al concebir la configuración del edificio, el arquitecto influye, e incluso determina, los tipos de sistemas resistentes que se pueden usar y aún la medida, en un sentido amplio, en que serán efectuados. Además muchos errores de ingeniería que ocasionan daños graves o colapso, se originan como fallas de configuración. En otras palabras "la configuración del edificio, en su conjunto o en detalle, es tal que las fuerzas sísmicas producen un esfuerzo superior a la resistencia de algún material o conexión estructural específica, y por ello falla"³.

No se trata de sugerir que la configuración es lo principal, y que las técnicas de diseño y construcción de ingeniería son secundarias o no determinantes; obviamente, están relacionadas por su contribución en la seguridad y eficiencia del edificio.

³ CHRISTOPHER ARNOLD, ROBERTH REITHERMAN, *Manual de configuración y diseño sísmico de edificios*, pág. 18

Por tanto el diseño sísmico constituye una responsabilidad arquitectónica y de ingeniería compartida, ya que el sismo ataca al edificio en su conjunto y no distingue entre aquellos elementos concebidos por el arquitecto y aquellos proyectados por el ingeniero.

De hecho, a medida que avanza el estudio del comportamiento de las construcciones y se obtienen más datos empíricos, la importancia de la configuración ha adquirido mayor relieve.

Los ingenieros están reconociendo que la forma, simetría y distribución general de la construcción desarrollados en la etapa conceptual, son más importantes, o contribuyen de manera más significativa en la determinación exacta de las fuerzas especificadas por el reglamento.

El ingeniero en estructuras William Holmes, escribió en 1976:

"Se sabe desde hace mucho tiempo que la configuración, la sencillez y alineación del sistema resistente a los sismos de una estructura, es tan importante, o acaso más, que las fuerzas laterales de diseño"⁴.

Gran parte del problema de configuración se resolvería si todas las estructuras fueran de una forma regular, pero el aprovechamiento económico de los tamaños y distribuciones de los terrenos, los diversos requisitos de planeación para el uso eficiente del espacio y las proporciones estéticas agradables, requieren que el ingeniero estructural proporcione construcciones seguras de formas variadas.

⁴ CHRISTOPHER ARNOLD, ROBERTH REITHERMAN, Manual de configuración y diseño sísmico de edificios, pág. 189.

2.3 LA CONFIGURACION Y LOS REGLAMENTOS

La mayoría de los países han instituido la solución de los problemas vitales y la seguridad de la construcción en forma de reglamentos que especifican normas seguras para el diseño y la construcción.

Hasta la presente fecha la configuración, en algunos países incluido el nuestro no forma parte de los diferentes reglamentos de construcción.

El problema parece ser que aun cuando los ingenieros que participan en el campo de la sismología hayan reconocido ampliamente que la configuración es un aspecto clave, se ha visto que es muy difícil reducirlo al simple conjunto de reglas de especificación del formato típico de reglamento.

Los Ingenieros de California, teniendo conocimiento del buen comportamiento de algunas estructuras, formularon la siguiente filosofía de diseño.

1. Fuerzas sísmicas laterales relativamente bajas para el diseño de miembros estructurales.
2. Reglas relativamente rigurosas rigiendo los tipos de materiales admisibles, métodos de diseño de miembros y conexiones fuertes, y una necesidad implícita de simetría y regularidad.

En nuestros enfoques de diseño sísmico se toma en consideración la probabilidad de sufrir daños ya que la prevención total del daño es una meta irreal, el objetivo es controlar el daño.

2.4. INFLUENCIA DE LA CONFIGURACION SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO

2.4.1. Introducción

Para determinar las características de la configuración que afectan la manera en que el edificio responde a los sismos, se debe recordar primero la definición de configuración: El término se refiere tanto a la forma de conjunto del edificio, como al tamaño, naturaleza y localización de los elementos resistentes y no estructurales dentro del mismo.

De manera general se hace un estudio de cómo la configuración influye sobre la respuesta sísmica.

Antes de considerar con más detalle los elementos configurativos del edificio, es necesario señalar las maneras en que el edificio reacciona ante las fuerzas dinámicas del movimiento del suelo.

El concepto básico consiste en que, debido a que las fuerzas sísmicas pueden provenir de cualquier dirección, la aplicación de fuerzas perpendiculares a los ejes principales de muros o marcos, en general reproduce los dos casos peores. Si el movimiento del suelo y sus fuerzas resultantes se presentan diagonalmente, entonces los muros o marcos dentro de esos dos ejes pueden participar en su resistencia y las fuerzas de cada uno se reducirán correspondientemente, claro está que en la realidad las fuerzas sísmicas son mucho más complejas que lo que podríamos indicar en los diagramas.

El movimiento del suelo es errático y sólo por casualidad la dirección principal de movimiento coincidirá con uno de los ejes, en cualquier caso, el movimiento total del suelo siempre incluirá componentes no axiales.

Así el diagrama de la (figura 2.4), es el más adecuado para visualizar la reacción de una configuración al movimiento del suelo.

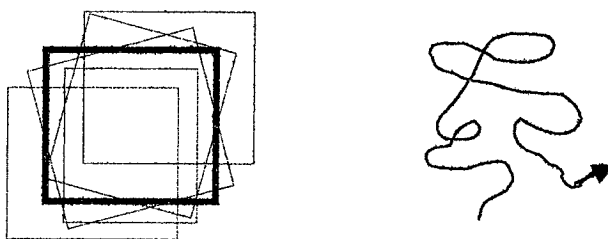


Fig. 2.4 Movimiento real de las fuerzas sísmicas.

Dado que un edificio no constituye un bloque totalmente homogéneo, sino un conjunto de partes, cada una de éstas recibe fuerzas horizontal y verticalmente, de las partes adyacentes a través de las juntas; y es por ello también que tendrá el edificio diferentes resistencias y rigideces en distintos lugares, algunos calculados, otros provocados de manera inadvertida por la interacción de elementos no estructurales o por influencia de la configuración. Esto hace que su comportamiento sea más distinto que el de un material homogéneo.

2.4.2. Escala

Una casa con estructura de madera es posible obviar ciertos principios de configuración, ya que ésta tiene peso ligero y las fuerzas de inercia son bajas. Además, los claros son cortos en relación con el área de piso, tendrán mayor número

de muros para distribuir las cargas, y las medidas correctivas si se diseñan adecuadamente pueden ser de pequeña escala.

Es por ello que, en el terremoto de 1964 en Anchorage, las casas quedaron en diversas posiciones inclinadas como si fueran barcos sobre tierra probablemente tengan que agradecer a su pequeño tamaño y a su peso relativamente ligero por haber permanecido más o menos intactos, aunque no fueron diseñados para proteger a sus ocupantes de tales eventos.

El problema de la escala se ejemplifica de manera clara con un péndulo. Sin conocer sus dimensiones absolutas es imposible suponer a que ritmo oscilará el péndulo.

Si el peso es una canica y la cuerda de unos cuantos centímetros de largo, es fácil imaginar que el péndulo completará más de un ciclo en un segundo, mientras que si el peso es el de una bola de demolición y la longitud de la cuerda de 30m, de inmediato se empieza a visualizar un período de varios segundos.

“Con esto se explica que a medida que aumenta el tamaño absoluto de una estructura, decrece el número de alternativas para su solución estructural”⁵.

2.4.3 Altura

El aumento de la altura de un edificio puede parecer equivalente al aumento del claro de una viga en voladizo, y lo es, permaneciendo igual todo lo demás.

⁵ CRITERIO PERSONAL

Es así que a medida que un edificio se hace más alto, por lo general aumenta su período, y esto significa un cambio (ya sea hacia arriba o hacia abajo) del nivel de respuesta y magnitud de las fuerzas.

En realidad es poco probable que un terremoto genere movimientos sostenidos de alta aceleración con períodos predominantes de dos segundos, por ejemplo, al observar que los terremotos ocurridos concentran su energía alrededor de períodos de medio segundo.

El período de un edificio no es solamente una función de su altura, sino también de factores como la relación entre altura y ancho, alturas de los pisos, tipos de materiales y sistemas estructurales, y la cantidad y distribución de masa. De este modo, si se cambia el tamaño de un edificio pueden cambiar al mismo tiempo una o más de estas variables, su período, y por tanto aumentar o disminuir sus fuerzas sísmicas.

Muy rara vez la altura por sí sola constituye una variable que se deba controlar para atenuar el problema sísmico. En la actualidad se trata de establecer criterios más específicos de diseño y comportamiento sísmico.

2.4.4 Tamaño horizontal

Es fácil visualizar las fuerzas de volteo relacionadas con la altura, como un problema sísmico, pero las áreas de planta grande también pueden ser inconvenientes. Cuando un edificio llega a tener una planta extremadamente grande puede tener dificultad para responder como una unidad a las vibraciones sísmicas, aunque sea de forma sencilla y simétrica.

Al determinar fuerzas sísmicas, usualmente se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de una planta en el mismo nivel y en el mismo lapso están en la misma fase de desplazamiento, velocidad y aceleración, y que tienen la misma amplitud. En realidad, como la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea sino que tiene una velocidad final que depende de la densidad del suelo y de las características de los elementos estructurales, las diversas partes de la base del edificio a todo lo largo de este vibran asincrónicamente con aceleraciones diferentes, causando así esfuerzos longitudinales de tensión – compresión y desplazamientos horizontales adicionales. Cuando más largo sea el edificio mayor será la probabilidad de ocurrencia de estos esfuerzos y mayor será su efecto

2.4.5. Proporción

En el diseño sísmico, las proporciones de un edificio pueden ser más importantes que su tamaño absoluto. Para edificios altos, su relación de esbeltez (altura/anchura), calculada de la misma manera que para una columna individual, es una consideración más importante que sólo su altura.

Dowrick sugiere que se procure limitar la relación altura/anchura a 3 ó 4, y explica:

“Cuanto más esbelto sea un edificio, peores serán los efectos de volteo de un sismo y mayores los esfuerzos sísmicos en las columnas exteriores, en especial las fuerzas de compresión por volteo, las cuales pueden ser difíciles de manejar”.

El equivalente en planta de la relación altura/anchura, o de esbeltez, es la relación de aspecto, es por ello que las formas largas y esbeltas son inconvenientes.

Si el contraventeo esta localizado sólo en la periferia, la dirección longitudinal será muy rígida, pero la dirección transversal, teniendo sólo dos muros o marcos en los extremos muy separados entre si será muy flexible.

Generalmente los edificios de un solo piso son más rígidos en el sentido transversal o corto, debido a sus numerosos elementos transversales resistentes al cortante, mientras que la rigidez de estructuras de varios niveles es casi igual en los dos sentidos.

Por tanto el sentido longitudinal de los edificios de una sola planta es más crítico respecto a los efectos espectrales de sismos de origen variable.

Los edificios de un solo piso a diferencia de los edificios más altos con períodos naturales de vibración más largos tienen una mejor defensa sísmica con mayor rigidez y resistencia; en cambio al sufrir daños por movimiento del suelo, sus períodos longitudinales se acercan al intervalo más crítico del espectro en vez de acercarse al menos crítico.

2.4.6. Simetría

El término simetría denota una propiedad geométrica de la configuración del edificio. Un edificio es simétrico respecto a dos ejes en planta si su geometría es idéntica en cualquiera de los lados de cualquiera de los ejes que se estén considerando, pero también un edificio puede ser simétrico respecto a un eje solamente.

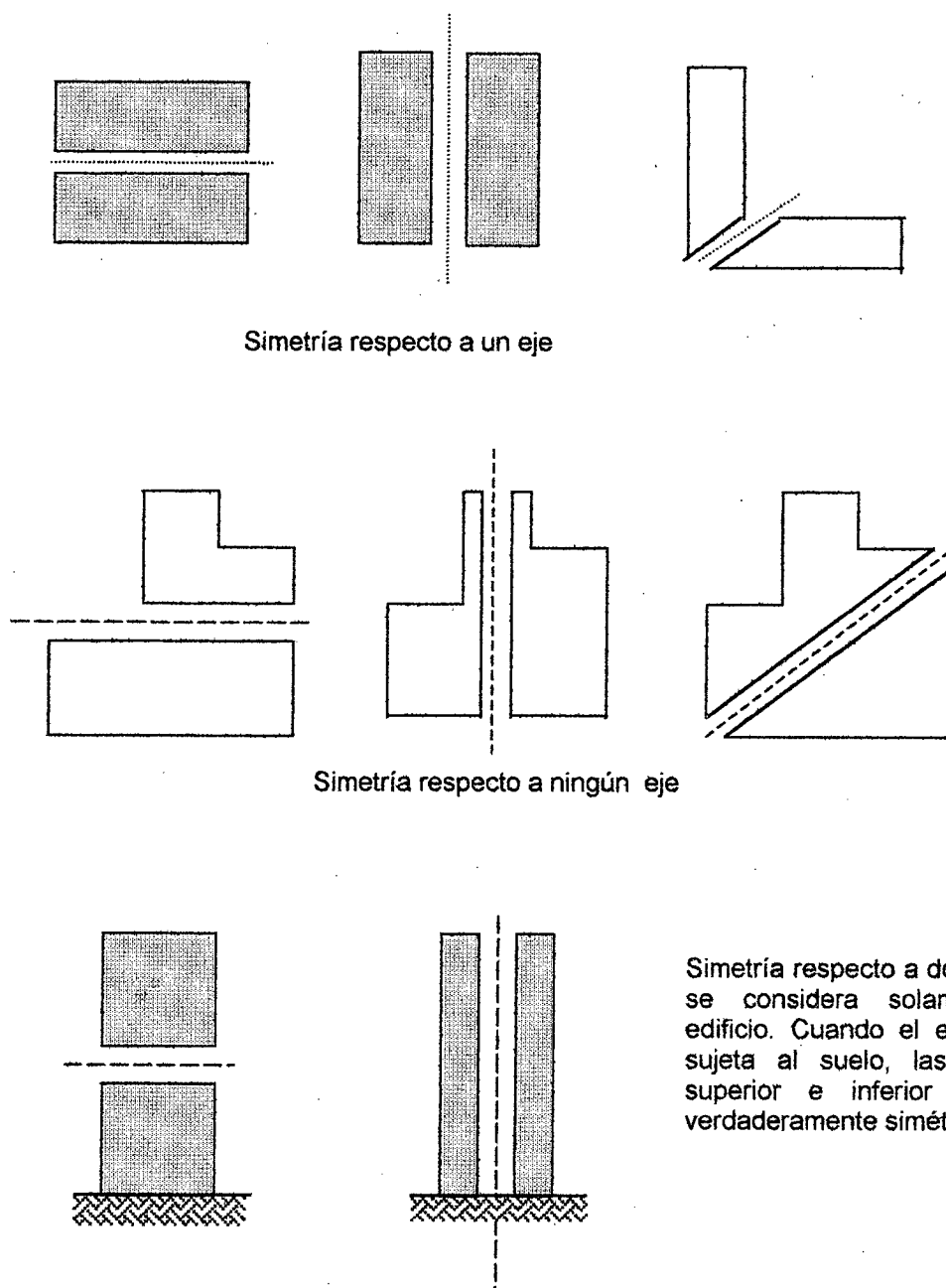


Fig. 2.4.6.a Simetría en elevación.

Simetría estructural significa que el centro de masa y el centro de resistencia están localizados en el mismo punto.

Puede existir simetría en elevación, pero tiene menor significado dinámico que la simetría de la planta. De hecho, en términos dinámicos, un edificio no puede ser

perfectamente simétrico en elevación porque está fijo al suelo y libre en su otro extremo.

La única advertencia que aparece en todos los reglamentos y libros de texto que tratan sobre configuración, es que las formas simétricas son preferibles a aquellas que no lo son, por dos razones básicas:

La primera es que en términos puramente geométricos, la asimetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por tanto, provocará torsión.

La otra razón es que la simetría tiende a concentrar esfuerzos, el ejemplo más obvio es la concentración de esfuerzos en una esquina interior, sin embargo un edificio con esquinas interiores no es necesariamente asimétrico pero si irregular.

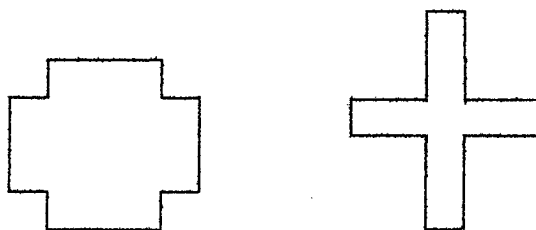


Fig. 2.4.6.b La simetría no es suficiente; formas buena y mala ambas simétricas.

Las dos plantas que se ilustran en la (figura 2.4.6.b) son perfectamente simétricas respecto a dos ejes. Si las alas son muy cortas como en la de la izquierda la configuración se aproximará a excelente con simple forma simétrica de un cuadrado. Si las alas son muy largas, las esquinas interiores producirán severas concentraciones de esfuerzo y torsión.

Sin embargo, con la anterior condición, a medida que el edificio se vuelve más simétrico, se reducirá la tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos y torsión y su comportamiento ante cargas sísmicas tenderá a ser menos difícil de analizar y predecir.

Lo anteriormente expuesto indica que cuando se va a mantener la seguridad con economía de diseño y construcción, las formas simétricas son mucho más convenientes. Pero tampoco se puede decir que los edificios simétricos no sufren torsión.

Los estudios del comportamiento de edificios sometidos a sismos pasados indican que el comportamiento es sensible a variaciones muy pequeñas de la simetría.

2.4.7 Distribución y concentración

Aunque las dos plantas de la figura 2.4.7.a son simétricas, no tienen esquinas interiores y son del mismo tamaño, el diseño de la derecha (suponiendo materiales, detalles y calidad de construcción equivalentes) es intrínsecamente superior como diseño sísmico. Tiene más columnas y juntas viga – columna que comparten la carga, los claros de vigas son más cortos y los elementos resistentes están regularmente distribuidos.

Incluso las condiciones controladas de un laboratorio de pruebas, dos columnas de concreto reforzado “Idénticas” no fallarán exactamente a la misma carga última. En condiciones reales, se puede esperar muchas de estas variaciones, pero en un edificio con resistencia bien distribuida, los elementos compartirán igualmente las cargas. Cuando existen muchos elementos en una estructura y un miembro empieza a fallar,

habrán muchos elementos que proporcionen la resistencia necesaria. Por lo tanto tienen una obvia desventaja las configuraciones que concentran fuerzas sísmicas, de tal manera que acumulan fuerzas sucesivamente más grandes aplicadas en un número decreciente de miembros.

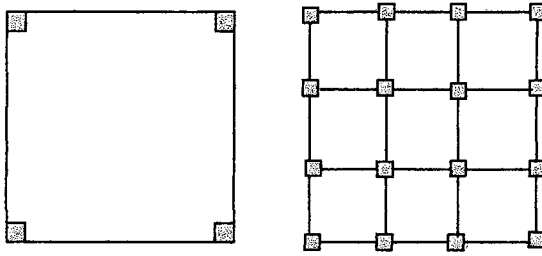


Fig. 2.4.7.a Distribución de cargas.

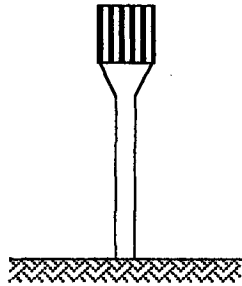


Fig b. 2.4.7. Tanque de agua elevado.

Un ejemplo extremo pero no raro es el del tanque elevado de agua sobre una sola columna (figura 2.4.7.b). Esto representa un péndulo invertido, en el que el 100% de la resistencia lateral y vertical está concentrada en un solo miembro. Puede haber razones muy determinantes para diseñar tanques de agua de esta manera, pero la distribución de carga entre varios elementos será siempre un principio válido.

2.4.8 Densidad de la estructura en planta

La densidad y el tamaño de los elementos estructurales en los edificios de los siglos pasados han sido mayores que en los edificios actuales.

Los edificios altos y flexibles pueden vibrar significativamente en sus modos más altos haciendo que las fuerzas máximas se presenten en lugares que no son intuitivamente obvios, las fuerzas sísmicas son generalmente mayores al nivel del suelo, por lo tanto se requiere que la planta inferior soporte su propia carga además de las fuerzas cortantes de todos los pisos superiores.

Una medida estadística interesante a este respecto es la “densidad de la estructura en planta” a nivel del terreno, definido como el área total de todos los elementos estructurales verticales (columnas, muros, contravientos) dividida entre el área bruta del piso.

Por ejemplo, en un edificio típico de 10 a 20 pisos, con marcos de concreto o acero resistentes a momentos, las columnas ocuparán el 1% o menos del área de su planta, y los diseños en que se usa una combinación de marcos - muros de cortante alcanzarán típicamente una densidad de estructuras en planta a nivel del suelo de cerca del 2%. Incluso para un edificio de oficinas de muchos pisos, que se apoyen solamente en muros de cortante, probablemente la relación llegará sólo al 3%.

La densidad de la estructura en planta a nivel del suelo puede alcanzar hasta el 50% como es el caso del templo de KHONS en Egipto.

Un estudio de edificios de concreto reforzado dañados en el terremoto de 1968 en Tokachi – oki, Japón, reveló que:

En estructuras de marcos que tenían algunos muros sísmicos, la intensidad del daño variaba en función de la cantidad de muros. En edificios que tenían una cantidad razonable de muros, por ejemplo cerca de 5cm/m^2 distribuidos en forma equilibrada, los muros tuvieron muchas fallas por cortante, pero las vigas y columnas de los marcos se mantuvieron a salvo, con sólo ligeros agrietamientos.

Es aconsejable que el área de piso se debe correlacionar bien con la masa del edificio y por tanto con su carga, y la longitud de muro debe ser un indicador exacto de la resistencia proporcionada por el sistema de contraventeo.

Las variaciones de la distribución exacta de los muros (ya sea simétrica o no), las propiedades de los materiales, las conexiones y otros detalles, las dimensiones absolutas y las características del diafragma, también pueden afectar el comportamiento, pero la relación básica entre longitud de muro y área de piso parece tener una validez que, combinada con la sencillez y rectitud, lo hace demasiado útil como para descartarla.

Dos edificios que cumplan con los requisitos mínimos reglamentarios pueden tener diferentes factores de carga/capacidad, y dadas las características comparables que se trataron antes, la relación longitud de muro/área de piso puede revelar rápidamente este hecho. Si tal relación se afina para una variedad de tipos, distribuciones, zonas sísmicas y otros factores de la construcción, también resulta muy prometedora como una herramienta de diseño muy útil (Figura 2.4.8.a y 2.4.8.b).

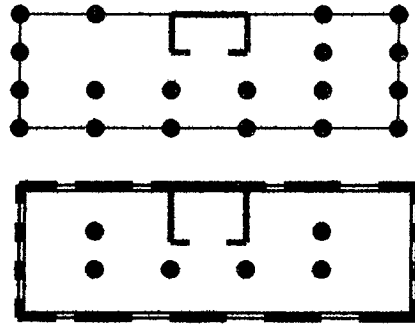
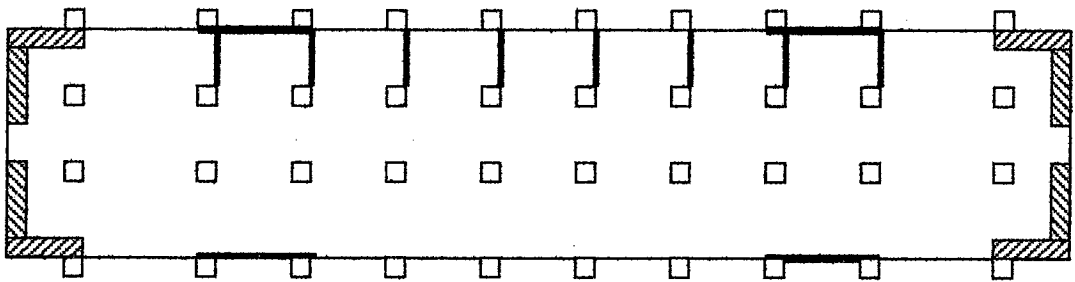


Fig. 2.4.8.a La relación entre la longitud de muro y área de piso revela rápidamente los diferentes factores carga/capacidad de dos edificios que cumplen con los requisitos mínimos reglamentarios.



Muros resistentes al cortante originales, de bloque de concreto de 8".



Muros resistentes al cortante nuevos, de concreto reforzado de 6" y 12".



Columnas interiores y exteriores.

Fig. 2.4.8.b Universidad de California, Santa Bárbara. Después de su rehabilitación, el edificio experimentó aproximadamente 1.00g de aceleración a nivel del techo en el terremoto de 1978, con un daño estructural reparable.

2.4.9 Esquinas

Las esquinas de los edificios plantean problemas especiales. Las esquinas exteriores pueden tener problemas debido a efectos de ortogonalidad.

Un movimiento de tierra orientado en forma diagonal pueden provocar esfuerzos menores en el resto de la estructura pero puede esforzar las esquinas en mayor medida que un movimiento a lo largo de los ejes principales.

Como resultado de los diferentes daños causados por los sismos suscitados anteriormente "se debe dar especial atención a las columnas de esquina de los marcos, tomando en consideración los movimientos simultáneos en dirección tanto vertical como horizontal. Las columnas de esquina se deben diseñar conservadoramente".

2.4.10 Resistencia perimetral

En la (figura 2.4.10) se muestran dos configuraciones que son simétricas y tienen la misma cantidad de muros de cortante, la localización de éstos es significativamente distinta. Los muros de la planta de dovela tienen mayor brazo de palanca para resistir movimientos de volteo y de torsión.

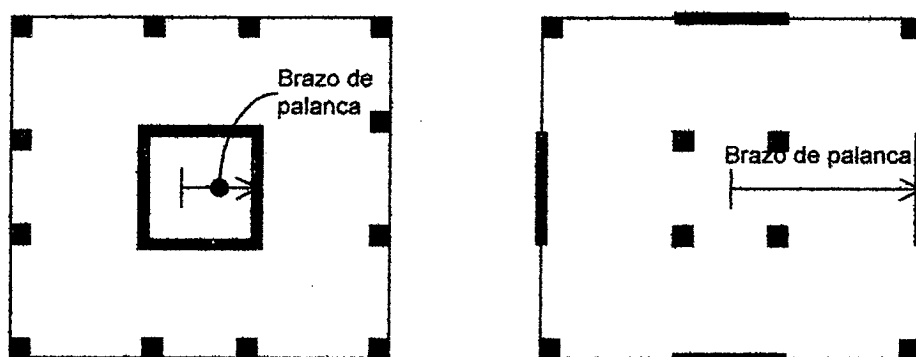


Fig. 2.4.10 Localización de muros de cortante para resistir los movimientos de volteo y torsión.

Se recomienda ampliamente que se preste gran atención a los fenómenos de torsión en el diseño. Así mismo que los edificios altos tengan marcos simétricos resistentes a momentos, sin tomar en cuenta los muros, y que cada edificio tenga tanta resistencia lateral como sea posible en los soportes estructurales periféricos.

Para resistir la torsión en un edificio simétrico, con el centro de giro situado exactamente en el centro geométrico, cuanto más distante del centro se coloque el material, mayor será el brazo de palanca respecto al cual actúe, y por tanto, mayor será el momento resistente que pueda generar. Esto quiere decir que, geométricamente la distribución más eficiente es la circular. Sin embargo siempre que sea posible es conveniente colocar miembros resistentes en el perímetro, ya sea que los miembros sean muros, marcos, o marcos contraventeados y que tengan que resistir fuerzas laterales directas o de torsión, o ambas.

2.4.11 Redundancia

Los miembros redundantes son elementos estructurales que en condiciones normales de diseño no desempeñan una función estructural o están subesforzados con respecto a su resistencia, pero que son capaces de resistir fuerzas laterales si es necesario. Proporcionan un medio útil para obtener un factor adicional de seguridad donde pueda haber incertidumbre analítica en el diseño.

Se puede aducir que suministrar redundancia, representa una violación de los conceptos de economía y elegancia de la ingeniería, puesto que implica que una parte del material por lo general estará ocioso o subesforzado.

La redundancia en el diseño sísmico tiene importancia en varios aspectos. A menudo se cita el detallado de las conexiones como un factor clave ya que cuanto más integrada e interconectada esté una estructura, habrá más posibilidades de redistribución de cargas. La configuración también participa ya que el número y la localización de los elementos resistentes se originan en el diseño arquitectónico y establecen un potencial de redistribución que puede ser efectivo mediante el adecuado detallado estructural.

2.5 IRREGULARIDADES SIGNIFICATIVAS DE CONFIGURACIONES SENCILLAS

2.5.1 Variaciones de resistencia y rigidez perimetrales

Esta parte se refiere al estudio de los edificios cuya configuración es geométricamente sencilla, pero irregular para propósitos de diseño sísmico.

En el comportamiento sísmico de un edificio influye fuertemente la naturaleza del diseño del perímetro. Si existe una amplia variación de resistencia y rigidez alrededor del perímetro, el centro de masa no coincidirá con el centro de resistencia, y las fuerzas de torsión tenderán a causar rotación del edificio respecto al centro de resistencia, esta condición causa mucho daño y colapso en los edificios.

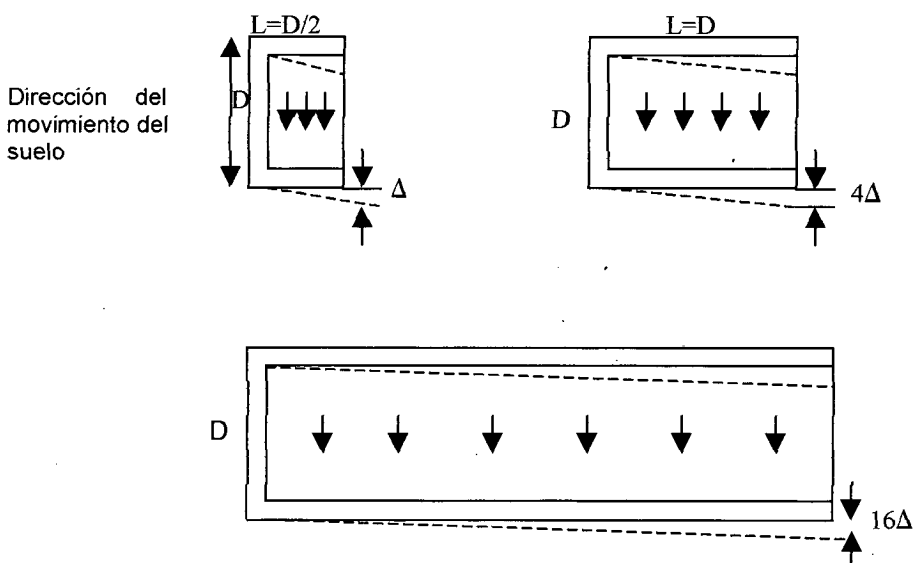


Fig. 2.5.1.a Deflexión por torsión de un edificio con "muro frontal blando".

En la (figura 2.5.1.a) se ilustran las plantas de tres edificios, cada uno con tres muros de cortante distribuidos de tal modo que hay un extremo abierto y, por lo tanto, torsiones importantes sobre los edificios. Si los edificios son similares, con elementos de cortante uniformes (distribución uniforme de la rigidez) y considerando solamente las deformaciones por cortante, puede ser muy fácil probar que la deflexión torsional del extremo abierto varía con el cuadrado de la longitud del edificio. Es probable, aunque no comprobado que los edificios con una relación de L/A igual o aproximado a $\frac{1}{2}$ o menos, tendrá escasos problemas de torsión durante un sismo, ya que los desplazamientos totales, incluyendo la torsión, serán más o menos los mismos que los producidos por cargas simétricas del sismo en el sentido perpendicular. Con relaciones L/A mayores que $\frac{1}{2}$, los desplazamientos torsionales aumentarían rápidamente y seguramente habrá daño en el extremo abierto, a menos que se tomen precauciones específicas.

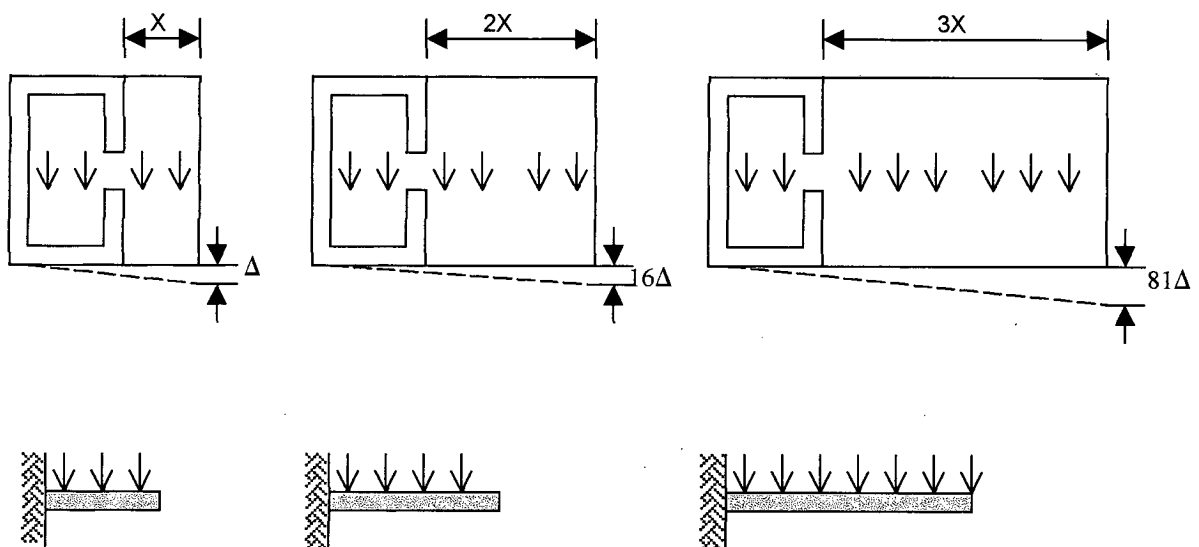


Fig. 2.5.1.b Deflexión por torsión de diafragma funcionando como voladizo lateral. Se supone que las columnas en el extremo libre tienen una rigidez lateral mínima. Generalmente, se supone que los diafragmas flexibles, como los techos recubiertos de madera, son incapaces de soportar un momento torsional, pero esto no se aplica al caso de un voladizo. (Δ máx. = $wl^4 / 8EI$. La deflexión varía en la cuarta potencia del claro).

En la (figura 2.5.1.b) se ilustra el aumento de desplazamiento causado por un incremento del claro de un voladizo lateral, en donde se supone que las columnas en el extremo libre tienen una rigidez lateral mínima. Generalmente se supone que los diafragmas flexibles, como los techos recubiertos de madera son incapaces de soportar un momento torsional, pero esto no se aplica al caso de un voladizo $\Delta_{\text{máx.}} = w^4 / 8EI$.

El objetivo de cualquier solución para este problema es reducir la posibilidad de torsión. En donde se pueden emplear alternativamente cuatro estrategias.

La primera es diseñar una estructura de marcos con resistencia y rigidez aproximadamente iguales para todo el perímetro. Las partes cerradas del perímetro se pueden construir con un recubrimiento no estructural, diseñadas de tal modo que no afecten el comportamiento sísmico del marco. (Figura 2.5.1.c).

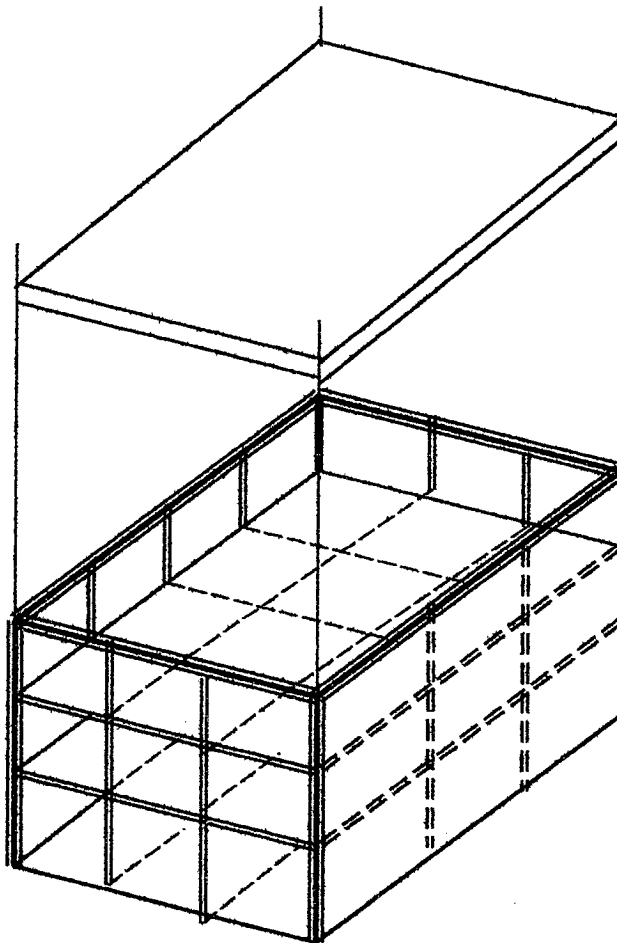


Fig. 2.5.1.c. Solución # 1: Estructura de marcos con todo el perímetro con resistencia y rigidez aproximadamente iguales. Los muros sólidos deben ser no estructurales.

Esta se puede hacer ya sea usando un recubrimiento de peso ligero o bien asegurando que los materiales pesados, como el concreto o la mampostería, estén aislados del marco.

La segunda alternativa consiste en aumentar la rigidez de las fachadas mediante la adición de muros de cortante en o cerca de la parte abierta (Fig. 2.5.1.d). Por su puesto la solución depende de que el diseño permita esta adición.

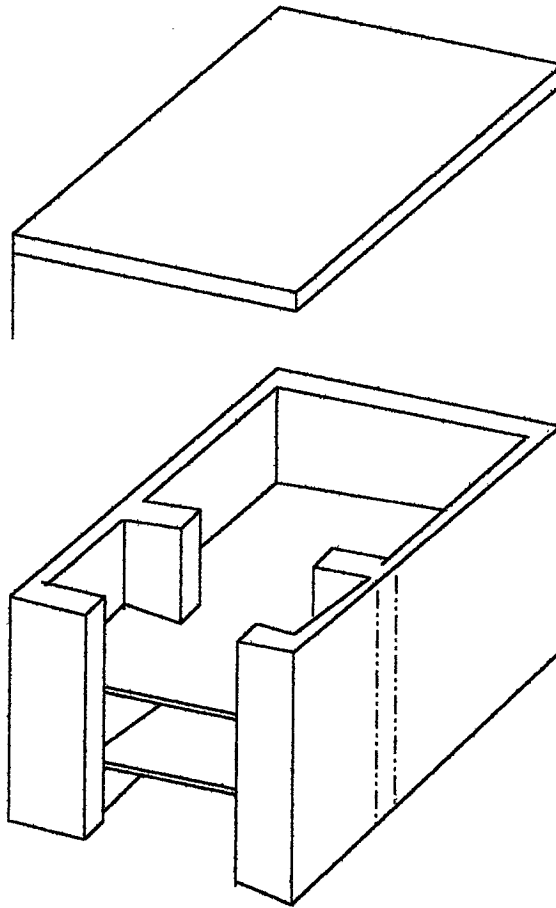


Fig. 2.5.1.d Solución # 2: Se agregan muros de cortante en o cerca de la cara. abierta.

La tercera solución es usar un marco muy fuerte, resistente a momento o contraventeado en la fachada abierta, cuya rigidez se aproxima a la de los muros sólidos (figura 2.5.1.e). La posibilidad de hacer esto dependerá del tamaño de las fachadas.

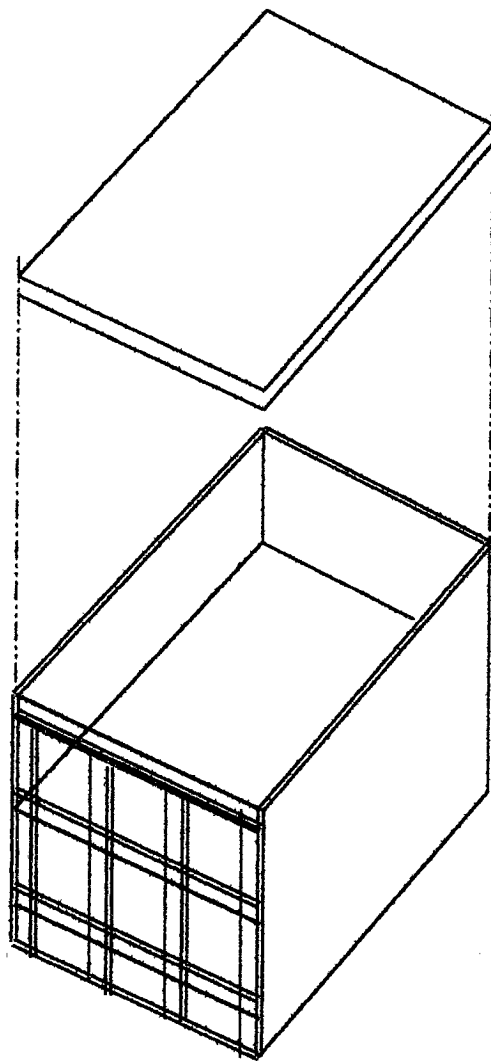


Fig. 2.5.1.e Solución # 3: Se diseña un marco contraventeado o resistente a momentos, fuerte y rígido, para el muro frontal blando.

Finalmente, se puede aceptar la posibilidad de tener torsión y diseñar la estructura para resistirla (figura 2.5.1.f). Esta solución se podrá aplicar sólo a estructuras relativamente pequeñas con diafragmas rígidos que se puedan diseñar para actuar como una unidad.

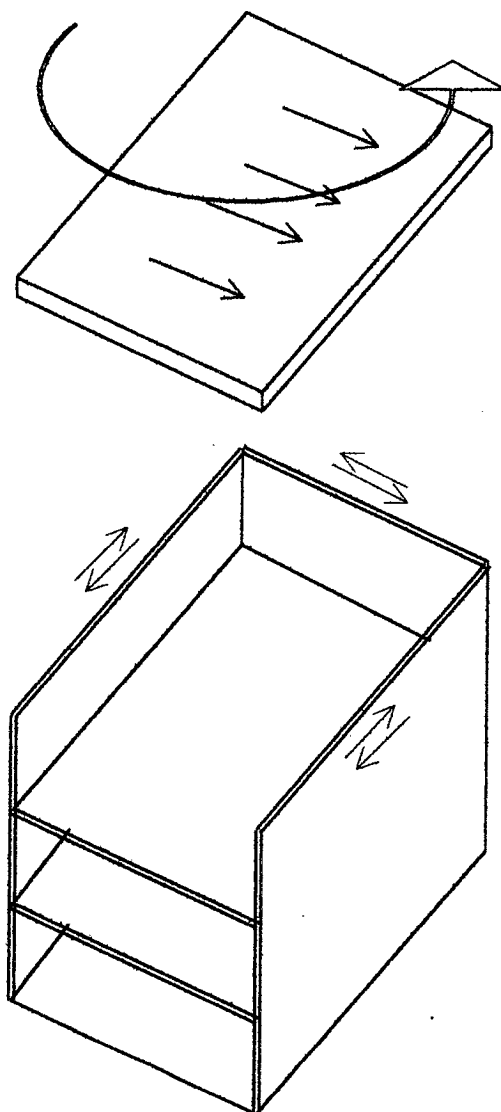


Fig. 2.5.1.f Solución # 4: Se acepta la torsión, y el edificio se diseña para resistir las fuerzas y reducir al mínimo la distorsión que éstas causen.

2.5.2 Situación del núcleo, falsa simetría

Generalmente, los muros de cortante interiores se contraponen a los requisitos de uso, flexibilidad y amplitud; los muros de cortante exteriores pueden o no acoplarse a otros requisitos que debe cumplir el perímetro del edificio, y sólo es posible hacer un pequeño número de aberturas para ventanas sin evitar que el "muro de cortante" se

vea reducido a marco. Por lo tanto, la situación más común para los muros de cortante en un edificio de muchos pisos es el núcleo.

Sin embargo, la localización y el diseño detallado de este elemento voluminoso y rígido se vuelven entonces muy importantes al determinar el comportamiento sísmico del edificio. La situación del núcleo en relación con la simetría de conjunto del edificio es crítica, porque las localizaciones asimétricas del núcleo tenderán en gran medida a incrementar la posibilidad de torsión.

Es así que al determinar la configuración de un edificio, se debe tomar en cuenta no sólo la forma general del edificio, sino también se debe investigar la localización de todos los elementos resistentes significativos.

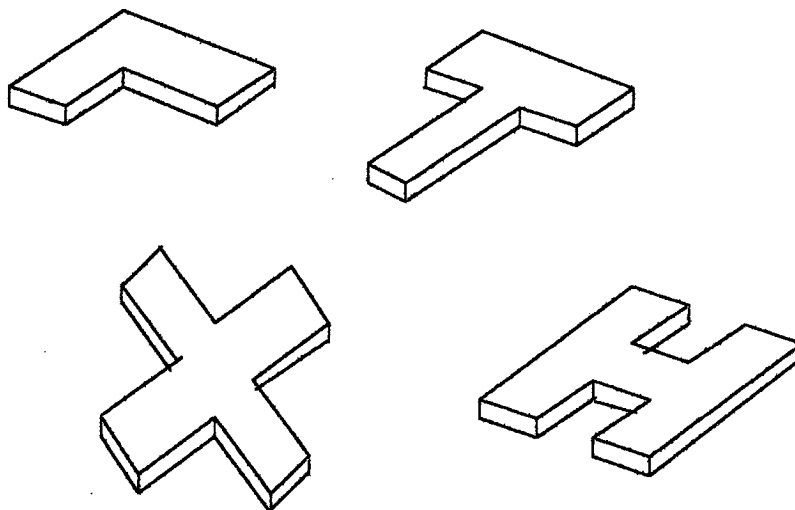
El término "falsa simetría" se usa para identificar edificios cuya configuración aparenta ser sencilla, regular y simétrica, pero que, debido a la distribución de los elementos resistentes, son estructuralmente asimétricos.

Se ha determinado que el equilibrio de los elementos resistentes tanto en su localización general, en relación con la estructura, como un todo en su diseño detallado, de un piso a otro o entre elementos resistentes separados, tiene una gran importancia, si el núcleo o núcleos se pueden situar al centro o en la periferia, un edificio simétrico reducirá la posibilidad de torsión y se atenuará el sacudimiento de aquellas partes de la estructura que están más alejadas del núcleo.

Alternativamente, el núcleo no debe usarse como único elemento resistente, el edificio dependerá de marcos rígidos; o también se deben encontrar localizaciones alternativas para los muros de cortante, de preferencia en el perímetro.

2.6 CONFIGURACION CON ESQUINAS INTERIORES

2.6.1 Definición



La esquina interior o entrante es una característica común de la configuración general del edificio que, en planta, asume la forma de L, T, H o + o una combinación de estas formas como se ve en la (figura 2.6.1).

Es un conjunto de formas de edificios muy útil que permite distribuir grandes áreas de planta de una manera y relativamente compacta, pero proporcionando un alto porcentaje de habitaciones en el perímetro, con acceso de aire y luz.

El surjimiento del aire acondicionado redujo en cierta medida la necesidad de abrirse hacia el perímetro y produjo la forma de planta alargada hacia el fondo del terreno, característica de mediados del siglo veinte.

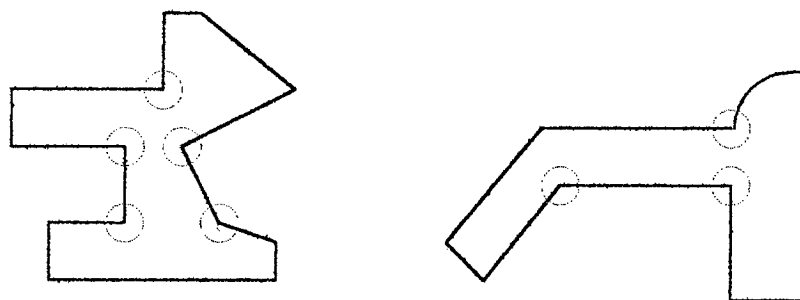


Fig. 2.6.1 Las esquinas internas en configuraciones combinadas.

2.6.2 Problemas

Estas configuraciones son muy comunes y familiares, pero presentan dos problemas. El primero es que tienden a producir variaciones de rigidez, y por supuesto movimientos diferenciales entre diversas partes del edificio, provocando una concentración local de esfuerzos en la esquina entrante.

Mediante un ejemplo se tratará de explicar los diferentes problemas que causa el sismo en un edificio.

Considérese el edificio en forma de L que se ilustra en la (figura 2.6.2.a). Si se presenta un movimiento de suelo con énfasis en la dirección norte - sur, el ala orientada norte - sur tenderá probablemente, por razones puramente geométricas, a ser más rígida que el ala situada este - oeste, pero las dos alas están unidas entre si y tratan de moverse en forma diferente en su unión, tirándose y empujándose la una a la otra (figura 2.6.2.b).

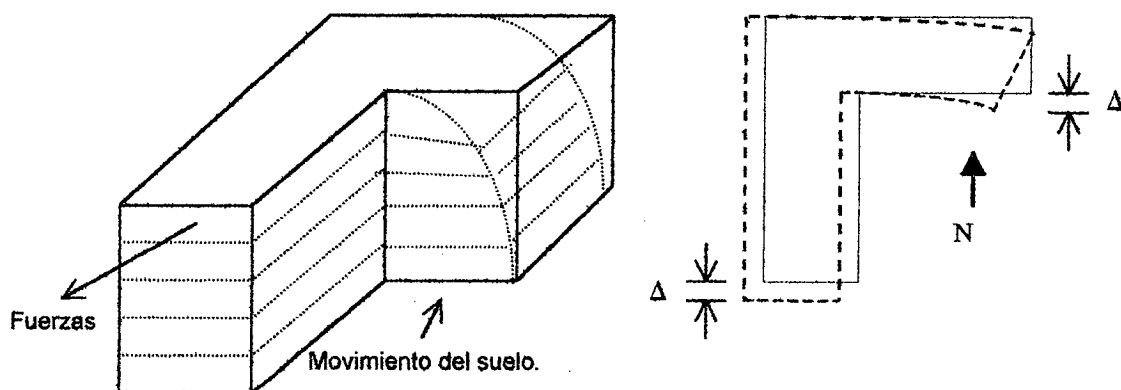


Fig. 2.6.2.a Fuerzas en un edificio con forma de L.

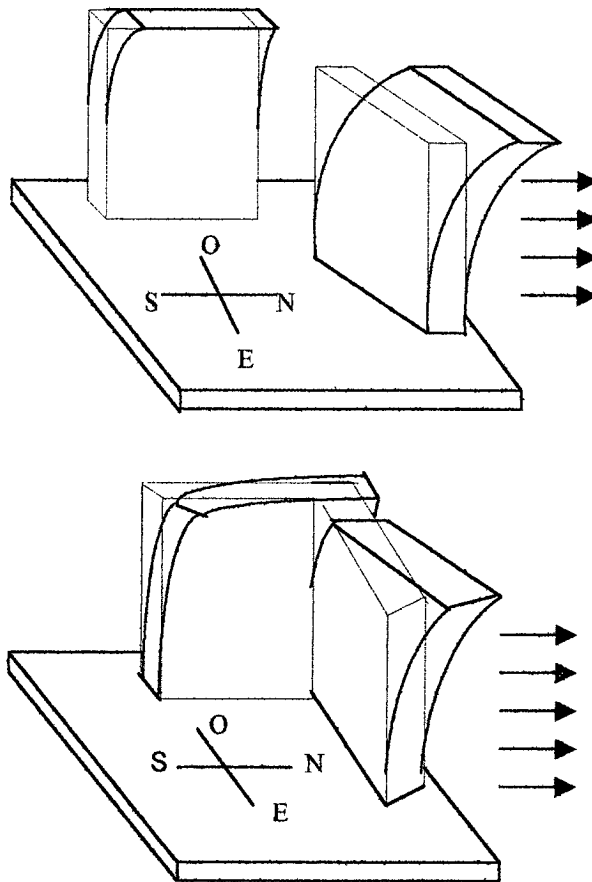


Fig. 2.6.2.b A causa de sus orientaciones diferentes, las dos alas de un edificio con forma de L se moverán en formas distintas cuando se sujeten al movimiento del suelo, produciéndose daño en su unión. Si las alas constituyen edificios separados, estos se podrían mover de manera independiente.

El segundo problema de esta forma es la torsión, esta se produce porque el centro de masa no coincide geoméricamente con el centro de rigidez para todas las posibles direcciones de un sismo. Esto provoca rotación, que tenderá a distorsionar la forma de maneras cuya naturaleza y magnitud dependerán de la naturaleza y dirección del movimiento de tierra y causarán fuerzas muy difíciles de predecir y analizar.

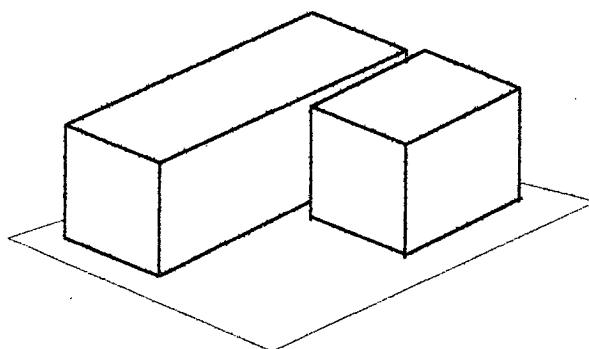
La concentración de esfuerzos en el cambio de sección y los efectos de torsión están interrelacionados. La magnitud de las fuerzas y la gravedad de los problemas dependerán de:

1. La masa del edificio.
2. Los sistemas estructurales.
3. La longitud de las alas y sus relaciones de aspecto.
4. La altura de las alas y sus relaciones altura/anchura.

Además, es común que las alas de los edificios con esquinas interiores tengan diferentes alturas, de tal modo que la discontinuidad vertical de un escalonamiento en elevación se combina con la discontinuidad horizontal de la esquina entrante en planta, planteando un problema aún más grave.

2.6.3 Soluciones

Existen dos enfoques alternativos al problema de esquinas internas: dividir estructuralmente el edificio en formas más sencillas, o bien, unir con más fuerza entre sí los edificios (figura 2.6.3.a). Una vez tomada la decisión de hacer juntas sísmicas, estas se tiene que diseñar y construir de manera correcta para lograr el propósito original.



Separar el edificio.

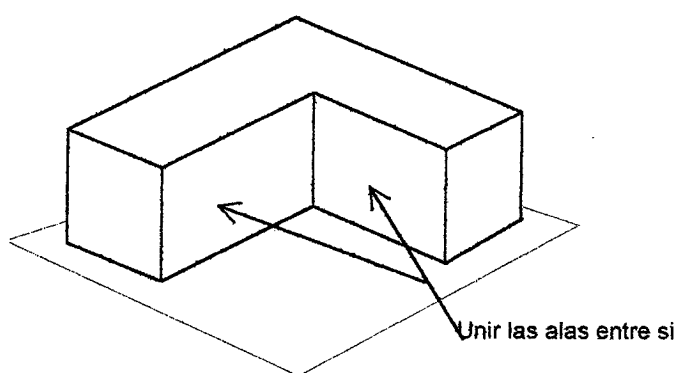


Fig. 2.6.3.a. Dos soluciones básicas para problema de esquina entrante.

Una vez tomada la decisión de hacer juntas sísmicas, estas se tiene que diseñar y construir de manera correcta para lograr el propósito original.

Para diseñar una junta sísmica, el proyectista estructural debe calcular el desplazamiento máximo de las dos unidades. El peor caso ocurre cuando dos estructuras individuales se inclinan simultáneamente la una hacia la otra, y por tanto la dimensión de la separación debe tomar en cuenta la suma de los desplazamientos de los edificios.

Los componentes no estructurales como las divisiones, plafones, tubos y ductos, también se deben detallar para permitir este movimiento, a menos que se pueda sacrificar con seguridad y economía ciertos componentes (Figura 2.6.3.b).

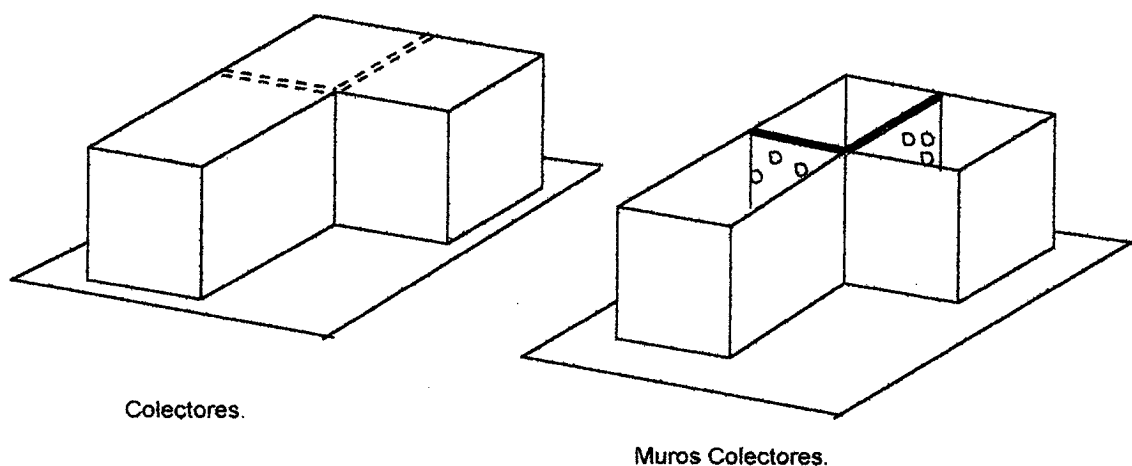


Fig. 2.6.3.b Modos de unión del edificio.

El uso de esquinas entrantes achaflanados, en vez de ángulos rectos, reduce el problema del cambio de sección (figura 2.6.3.c), que es análogo a la manera en que un agujero redondeado en una placa de acero produce menos problemas de concentración de esfuerzos que un agujero rectangular, o la manera en que una viga acartelada es más conveniente que una con cambio de sección brusca.

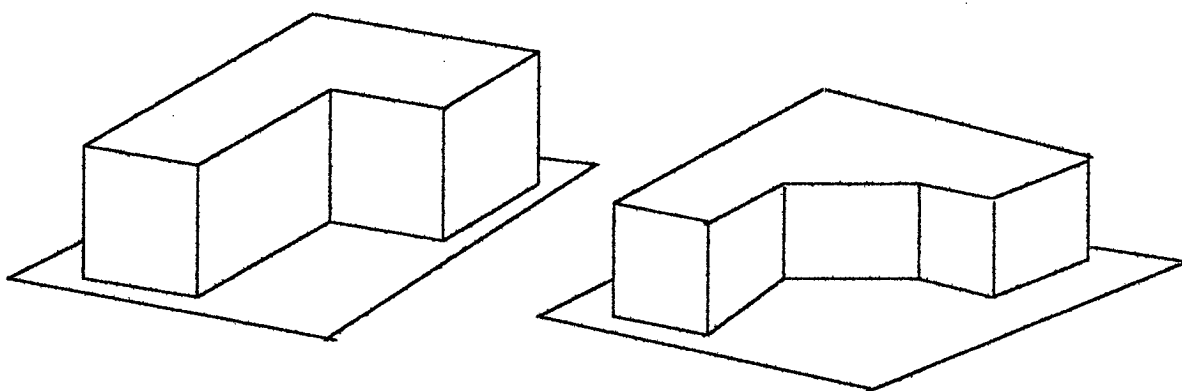


Fig. 2.6.3.c Esquina entrante achaflanada.

Que es análogo a la manera en que un agujero redondeado en una placa de acero produce menos problemas de concentración de esfuerzos que un agujero rectangular, o la manera en que una viga acartelada es más conveniente que una con cambio de sección brusca.

En la (figura 2.6.3.d) se muestra edificios con esquinas achaflanadas.

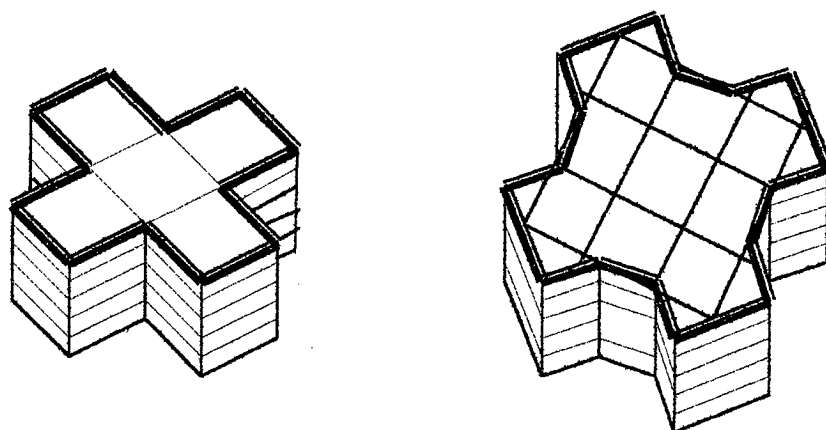


Fig. 2.6.3.d Reducción de esfuerzos mediante un subterfugio de diseño.

2.7 CONFIGURACIONES ESCALONADAS VERTICALMENTE

2.7.1 Definición

Las configuraciones escalonadas constituyen una irregularidad común en la geometría del edificio, y consisten en una o más reducciones abruptas en el tamaño del piso en la altura del edificio. Las configuraciones escalonadas se definen como elevaciones complejas; algunos tipos y propiedades características se ilustran en la (figura 2.7.1).

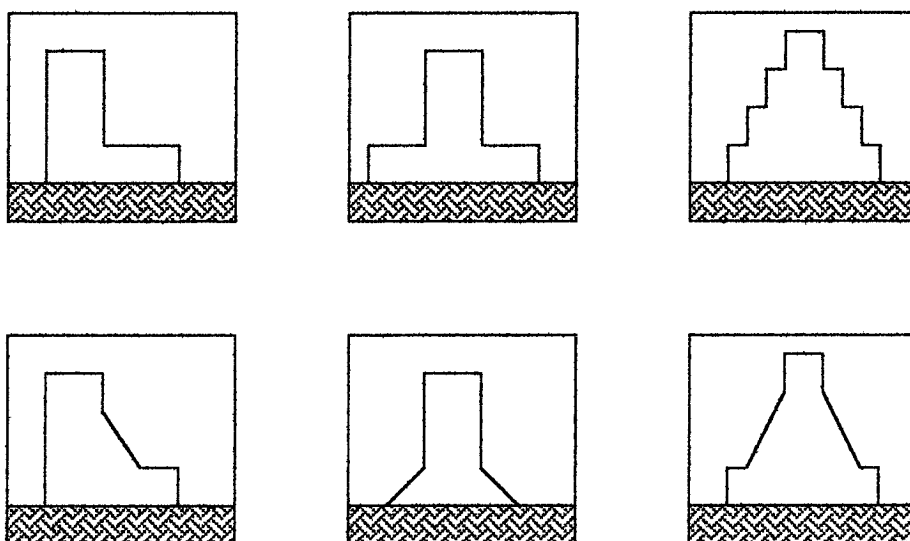


Fig. 2.7.1 Configuraciones escalonadas características.

Los escalonamientos pueden variar considerablemente con respecto a su proporción entre torre y base en altura y planta, la simetría de las porciones de base y torre del edificio y los tipos de construcción utilizados en cada porción.

Se pueden adoptar escalonamientos por diversas razones: las tres más comunes son los requisitos de zonificación en que los pisos superiores se escalonan hacia atrás para conservar la luz y el aire en los sitios adyacentes, los requisitos de programa cuando se necesitan pisos más pequeños a niveles más altos, y los requisitos de estilo

relacionados con la forma del edificio; la mayoría de los casos de escalonamiento de edificios se hacen por requisitos estilísticos de volumen.

Un nuevo tipo de configuración escalonada es la del edificio que se hace más grande a medida que se eleva: este tipo se denomina "escalonado invertido", pero debido a los problemas de volcamiento, los extremos en su forma son menores.

2.7.2 Problemas

El problema de la forma escalonada cae dentro del problema más general de la discontinuidad: el cambio abrupto de la resistencia y rigidez; esto ocurre en el punto de escalonamiento o cambio de sección.

La gravedad del efecto del escalonamiento depende de las proporciones relativas y el tamaño absoluto de las distintas partes del edificio, además la simetría o asimetría en planta de la torre y la base, afecta la naturaleza de las fuerzas. Si la torre o la base, o ambas, son dinámicamente asimétricas, entonces se introducirán fuerzas de torsión en la estructura, haciendo más complejo su análisis y comportamiento.

Es así que cuanto más pequeños sean los escalones o cambios de sección en un escalonamiento normal o invertido, menor será el problema.

Una viga acartelada no sufrirá concentraciones de esfuerzos, mientras que una viga escalonada si. Un escalonamiento normal o invertido con una pendiente continua evita por completo el problema de los cambios abruptos de rigidez.

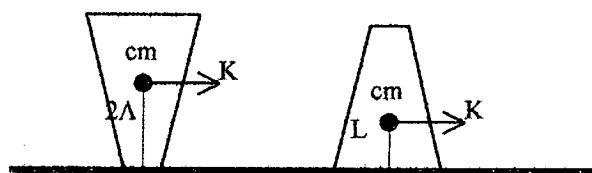


Fig. 2.7.2 En un escalonamiento invertido, el brazo de palanca ($2L$) actuando a través del centro de masa (cm), tiene el doble de longitud que el de un escalonamiento normal y, por lo tanto, los efectos de volcamiento son dobles.

2.7.3 Soluciones

Las soluciones para la configuración escalonada son análogas a aquellas de su contraparte horizontal, es decir la planta de esquina entrante.

El primer tipo de solución consiste en una separación sísmica completa en planta, de tal modo que las porciones de los edificios estén libres para reaccionar independientemente (figura 2.7.3).

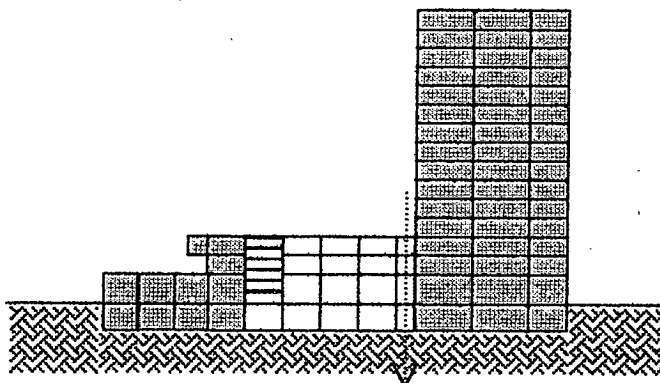


Fig. 2.7.3 Torre de oficinas separada sísmicamente de la estructura de estacionamiento del edificio. Edificio Kaiima International. Los Angeles.

Se debe prestar atención especial para evitar la discontinuidad vertical de las columnas, de tal modo que el escalonamiento esté distribuido para coincidir con los tamaños de crujeas normales.

Cualquier edificio grande con condiciones de escalonamiento importantes se debe sujetar a un análisis especial o cuando menos a una cuidadosa investigación de su comportamiento dinámico. Finalmente en las áreas sísmicas se deben evitar las configuraciones escalonadas invertidas y tamaños extremos.

2.8 DETERMINACION DE LA CONFIGURACION

2.8.1 Introducción

Se ha definido ya la configuración como el tamaño y la forma en conjunto de un edificio, junto con el tamaño, naturaleza y disposición de aquellas elementos que son significativos en su comportamiento sísmico. Esto comprende elementos como muros, columnas, pisos, núcleos de servicio, escaleras y la cantidad y tipo de divisiones interiores, así como la forma con que los muros exteriores se dejan sólidos o con aberturas para iluminación natural y ventilación.

Del mismo modo que los principios del diseño sísmico se deben comprender a fin de aclarar la relación entre la configuración y la resistencia sísmica, también es necesario tener una idea de los límites y naturaleza de los parámetros que determinan la configuración.

Anteriormente se ha señalado que para el observador las configuraciones de los edificios son tan variados que su determinación podría parecer un poco caprichosa. Aquí se sugiere que esto no sea así: Existen determinantes identificables de la configuración, incluso una indicación necesariamente breve de algunas de éstas ayudará al conocimiento general de la configuración y la medida en que ésta se puede modificar para ajustarse a los requerimientos sísmicos.

Existen tres grandes influencias en la configuración de un edificio.

1. Los requisitos del terreno
2. Los requisitos del programa del edificio y,
3. Los requisitos de imagen o de apariencia.

La primera impone restricciones para la geometría y localización del terreno. La segunda presenta los requisitos impuestos por la planeación interior del edificio para satisfacer los requisitos de uso u ocupación. El tercer requisito presenta el deseo del diseñador de obtener imágenes físicas que expresen las aspiraciones del propietario del edificio.

La elección de la configuración proviene de la función del edificio. Puesto que la función del edificio es una expresión muy usada, pero rara vez comprendida, vale la pena tratar de definir la función en términos que reflejen la variedad de tipos de edificios.

Generalmente, la confusión sobre la función del edificio proviene de definiciones donde consideran la función del edificio como oposición al arte de edificar. Esta oposición se expresa en forma de elecciones antitéticas.

El diseño se puede enfocar hacia el uso y eficiencia, o bien hacia la expresión estética, pero no hacia ambos aspectos, existe una teoría que dice que el arte o estética de un edificio, radica en la expresión misma del propósito del edificio.

2.8.2 Determinantes

Para resolver este tipo de inconsistencia simplista se tomó en cuenta los criterios de las investigaciones inglesas.

1.) Que han sugerido que todos los edificios intentan cumplir cuatro funciones que se manifiestan como modificadores. De este modo, el edificio actúa como:

- Un modificador climatológico al proporcionar un microclima para los usuarios
- Un modificador económico mediante las maneras en que por su presencia modifica la economía.
- Un modificador del comportamiento por la forma en que influye en la vida, el trabajo y el esparcimiento de la gente.
- Un modificador simbólico en virtud de que su imagen influye en los propietarios, usuarios y observadores del edificio. Este último concepto incluye el tradicional "arte" de la arquitectura.

Este modelo de cuatro funciones es útil porque considera tanto la coexistencia de los valores de cualquier concepto de edificio, como la diferente combinación de énfasis entre estos atributos en cualquier edificio.

El énfasis relativo de las cuatro funciones del edificio establece un contexto dentro del cual trabaja el diseñador. De los cuatro, usualmente el contexto del costo es el modificador crítico, y las relaciones entre la figuración y el costo del edificio tiene una semejanza con aquellos entre la configuración y el diseño sísmico. La forma más sencilla, regular y repetitiva vendrá a ser por lo tanto la configuración más económica así como la menor problemática desde el punto de vista sísmico.

El efecto de las mejores normas de construcción en áreas sísmicas está dando como resultado estructuras que tendrán una vida más larga que cualesquiera otra que se haya conocido. A veces la geometría del terreno es un factor que influye de manera directa en la forma del edificio.

La configuración del edificio es tridimensional: además de la distribución horizontal del espacio, el diseñador debe tomar en cuenta la dimensión vertical, y en cualquier construcción de más de un piso de altura, el movimiento vertical. La altura del edificio constituye un factor sísmico, y está determinado tanto por el número de pisos como por la altura de piso a piso (o de piso a techo).

El número de pisos es el resultado de la integración de un número de variables como son el tamaño del terreno, el costo del edificio, los requisitos de área del edificio y las necesidades de área de piso. Las alturas de piso a piso están determinadas por los requisitos de actividad y economía.

Una vez planteada la solución de un diseño de muchos pisos, las decisiones se tornan fundamentales: la manera en que los pisos se superponen y la manera en que se distribuye el movimiento vertical entre los pisos.

El diseño de mezzanines, galerías y otros tipos similares de espacios, tienden a reducir pisos altos, claros anchos, voladizos, puentes y otros elementos que a menudo constituyen causas de discontinuidad y desequilibrio estructural.

La importancia sísmica de las escaleras radica en el hecho de que constituyen elementos fijos en la estructura del edificio, y pueden representar un punto de rigidez localizado, en cuyo caso recibirán una cantidad desproporcionada de fuerzas

sísmicas, una escalera también puede crear una interrupción o “agujero” en el diafragma de piso, a menos que se diseñe como un apéndice del piso por afuera del diafragma principal.

Es aconsejable darle al edificio una forma rectilínea y sencilla ya que, el edificio como forma rectilínea representa el campo de envolvente del edificio concebida como un elemento geométrico puro dentro del cual se incorporan, pero no se expresan elementos funcionales como cuartos, departamentos y otros. Los requisitos racionales del edificio se satisfacen en el contexto de una forma simbólica.

CAPITULO 3

DISEÑO SISMICO

3.1 EL DISEÑO SISMICO Y EL TIPO DE EDIFICIO.

3.2 Introducción

Hasta este punto no se ha considerado el tipo de edificio en función de su utilización, ya que ha sido más apropiado identificar las características que son significativas para el diseño sísmico, y estas se pueden aplicar a un gran número de tipos de ocupación.

A medida que la configuración del edificio es independiente de los requisitos de ocupación, el tipo de edificio es inmaterial: es así que las actividades que se lleven a cabo en un edificio no importa ni influyen en el comportamiento ante un sismo. Sin embargo, desde el punto de vista del diseñador vale la pena identificar en resumen los aspectos del diseño sísmico que resultan de las soluciones de diseño comunes a las ocupaciones características. Lo que se trata en esta parte es presentar esquemáticamente estas relaciones y sugerir una manera útil de relacionar aspectos arquitectónicos y sísmicos que sería conveniente considerar.

En este capítulo se destacan las soluciones de diseño a base de "prototipos" característicos, e incluso simplistas, que se repiten comúnmente porque representan soluciones obvias y económicas para los requisitos del programa.

3.3 SOLUCIONES DE DISEÑO SÍSMICO DE ACUERDO AL USO DEL EDIFICIO.

3.3.1 OFICINAS DE BAJA ALTURA - COMERCIAL INSTITUCIONAL

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran variedad de alternativas de configuración.	Variedad de enfoques de diseño sísmico apropiados.	Muros de cortante, marcos, combinaciones.
Puede requerir grandes espacios despejados para la distribución de oficinas abiertas, cierto número de pequeñas oficinas, o una combinación. Las oficinas para una sola empresa tendrán requisitos específicos de distribución de las plantas, pero en general se necesita también adaptabilidad. Las oficinas para renta se planean para una adaptabilidad máxima.	Los muros de cortante interiores pueden obstruir demasiado. Sin embargo, las fuerzas en los edificios bajos (en particular los de acero y madera) son pequeñas debido al poco peso, por lo que la cantidad de contravientos y muros de cortante necesarios no es grande.	Localización cuidadosa de los muros de cortante o contravientos para no limitar la libertad de distribución de la planta.
Exposición perimetral máxima para vista e iluminación natural.	Puede ser difícil disponer de muros de cortante perimetrales grandes.	Usar marcos perimetrales. Sin embargo, el uso de ventanas aisladas puede aún permitir el empleo de muros de cortante perimetrales, especialmente de concreto precolado: las franjas de ventanas continuas obligan el empleo de marcos.
Uso de acceso a base de escaleras, con empleo limitado de elevadores para inválidos y entregas.	Las escaleras pueden introducir un punto de rigidez localizada y sufrir daños, haciéndolas inutilizables.	Diseño cuidadoso para las fuerzas previstas o separación de la escalera de la estructura del edificio.

3.3.2 OFICINAS DE MEDIANA A GRAN ALTURA - COMERCIAL INSTITUCIONAL

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Perímetro abierto, para iluminación natural y vista de las oficinas del perímetro.	Los muros de cortante perimetrales pueden ser imposibles o limitados.	Estructura de marcos perimetrales, comprobar si hay columna débil, viga fuerte.
Circulación vertical y núcleos de servicio, situados de acuerdo con la organización del edificio y los requisitos de distribución de las plantas.	Los núcleos pueden ser de tamaño y situación adecuados para actuar como muros de cortante o como elementos de contraventeo y proporcionar toda o la mayor parte de la resistencia sísmica. El tamaño de los núcleos puede ser inadecuado (demasiado angostos) o estar situados asimétricamente de modo que produzcan torsión si se diseñan como elementos rígidos.	Los núcleos se deben situar simétricamente y los muros deben tener el ancho suficiente para actuar como vigas verticales en voladizo sin riesgo de fuerzas de volteo altas. Investigar la modificación en la localización o tamaño del núcleo: Si no es posible, no usar los núcleos como elementos resistentes.
Planta baja alta en función de su utilización.	La "planta baja débil" puede crear una discontinuidad significativa de la rigidez del marco en el primer piso.	Eliminar la discontinuidad.
Planta baja abierta, por elección de diseño o por exigencia de diseño urbano o requisitos de zonificación de plaza abierta.	Correcto si no hay cambio en la estructura de marcos. Si se reduce el número de columnas o si los muros de cortante se interrumpen en el piso superior, se provocará una discontinuidad importante.	Nunca se debe interrumpir el muro de cortante arriba del nivel de planta baja. Mantener al mínimo las otras discontinuidades.

3.3.3 RESIDENCIAL, MULTIFAMILIAR DE BAJA ALTURA**EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS MOTEL**

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Planta celular con muros envolventes acústicos/resistentes al fuego/permanentes.	Buenas posibilidades para usar muros de cortante.	Tener cuidado de equilibrar la resistencia en todas direcciones, y asegurarse de que los muros de cortante no se debiliten por aberturas excesivas para puertas y ventanas.
Configuraciones complejas para lograr atractivo visual y elevar al máximo la exposición.	Puede crear problemas de esquinas internas (en edificios grandes), discontinuidades de marcos o muros de cortante).	En edificios grandes, separar en formas sencillas. En edificios pequeños, ajustar la configuración para proporcionar tantos miembros continuos como sea posible.
Frente abierto a nivel del terreno para acceso de vehículos.	Planta baja débil. Variaciones de resistencia y rigidez en el perímetro.	Muros o contrafuertes exteriores. Muro de cortante interno cerca de la fachada frontal, marco rígido de acero alrededor del frente abierto extremo.

3.3.4 RESIDENCIAL DE GRAN ALTURA (edificio de departamentos hotel).

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Con frecuencia, planta en forma de L O T con esquinas entrantes para no lograr alta densidad y exposición perimetral.	Posibles concentraciones de esfuerzos en los cambios de sección y torsión.	Si las alas son largas y tienen relación de aspecto alta, subdividir mediante juntas sísmicas.
Con frecuencia, alas largas y angostas, con planta de corredor de doble uso.	Posible uso del corredor interior para ubicar muros de cortante.	Revisar aberturas y asegurar longitud suficiente para cada muro de cortante.
Necesita buena separación acústica y mediante muros divisorios y los requisitos de adaptabilidad son mínimos.	Ideal para emplear los muros divisorios como muros de cortante.	Revisar la localización y continuidad, sobre todo la vertical. Todos los muros de cortante se deben prolongar hasta la cimentación. Usar muros de cortante en el corredor para equilibrar la resistencia de los muros divisorios.
Perímetro abierto, pero el tamaño de las ventanas puede ser limitado. Puede haber balcones y variaciones en el plano del muro.	Puede ser difícil usar muros de cortante perimetrales. Las aberturas para balcones y las variaciones en el plano del muro pueden causar discontinuidades y un diseño inefectivo de muros de cortante.	Se pueden diseñar muros de cortante perimetrales si se cuida el tamaño y localización de las aberturas. Comprobar que la longitud y las proporciones de los muros de cortante sean adecuadas.
Los muros en los extremos de edificios angostos pueden ser sólidos o casi.	Los muros de los extremos se pueden usar como muros de cortante.	Comprobar las proporciones del muro de cortante respecto a volcamiento y diseñar los elementos de unión entre muros de cortante acoplados.

(HOTEL DE CONVENCIONES)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Véase la tabla para uso Residencial, de gran altura (departamentos y hotel) y agréguese lo siguiente:		
Grandes salones (banquetes, reuniones) en niveles inferiores.	Necesidad de grandes claros y cambios en la estructuración. La distribución de las plantas puede crear graves discontinuidades en la estructuración vertical.	Posible uso de grandes marcos o armaduras de transferencia, creando espacios en que se puede colocar el equipo mecánico.
Posible estructura integral para estacionamiento en los niveles inferiores.	El cambio en la estructura (tamaño de los claros) para acomodar el estacionamiento de vehículos, puede causar graves discontinuidades verticales, incluyendo muros de cortante discontinuos o escalonamientos verticales.	Uso de marcos o armaduras de transferencia. Es mejor que la estructura del estacionamiento se construya a un costado de los niveles más bajos, para que no tengan influencia sobre la estructuración del hotel. Dejar una separación adecuada.

3.3.5 INSTALACIONES MÉDICAS, DE BAJA ALTURA (hospital, clínica de salud)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran variedad de configuraciones.	Variedad de enfoques de diseño sísmico apropiados.	Muros de cortante, marcos, combinaciones.
Principalmente, cuartos pequeños. A menudo, requisitos de distribución de la planta complejos. La planta puede no repetirse de un piso a otro.	Posible dificultad para mantener una estructuración uniforme, así como la localización de muros de cortante dentro de cada piso y de un piso a otro. Sin embargo, las fuerzas en la estructura de baja altura son relativamente pequeñas debido al poco peso, así que la necesidad de contraventeos o de muros de cortante no es grande.	La estructura de marcos resistentes a momento es ideal para proporcionar máxima adaptabilidad de la planta, pero deben comprobarse los límites de desplazamiento lateral. Los muros de cortante deben ser continuos. Modificar la distribución de la planta para lograrlo.
El funcionamiento de las instalaciones dependen del equipo y servicios.	El diseño estructural debe reducir el efecto sísmico sobre los componentes no estructurales. Diseñar protección sísmica para equipos y servicio.	Diseñar el edificio en función de la rigidez y de límites bajos de desplazamiento lateral. Detallado cuidadoso de la relación entre equipos y servicios con la estructura del edificio. Revisar posibilidad de volcamiento.
Si hay servicio nocturno, normas sísmicas reglamentarias extremas.	La revisión rigurosa de la planta y la inspección del terreno por el Estado aumenta el costo y el tiempo del diseño.	La consideración formal de los aspectos sísmicos desde el inicio del diseño es esencial.

3.3.6 INSTALACIONES MÉDICAS, DE MEDIANA A GRAN ALTURA. (HOSPITAL)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran variedad de tipos de configuraciones, incluyendo formas con esquinas internas.	Posibilidad de concentración de esfuerzos, torsión.	Subdivisión mediante juntas sísmicas.
Complejos requisitos de distribución de las plantas: mucho movimiento horizontal y vertical de gente, materiales y equipo.	Limitaciones para la ubicación de muros de cortante y contraventeos; se tienen que relacionar con la circulación.	Cuidadosa planeación de relaciones entre muros cortantes, contraventeos y circulación.
A causa de los elevadores grandes se necesitan grandes núcleos verticales de circulación.	Véase la tabla para oficinas, de gran altura, tomando en cuenta que los núcleos mayores aumentan, las posibilidades de emplear muros de cortante.	Véase Oficinas, de gran altura.
A causa de las grandes áreas de clínica y diagnóstico, se necesitan muchos cuartos pequeños; no es necesaria su localización en el perímetro.	Generalmente, la gran área de piso hace necesarios los muros de cortante y los contraventeos interiores.	Localización cuidadosa de muros de cortantes y contraventeos para permitir el funcionamiento de la distribución de la planta.
El funcionamiento del hospital depende mucho del equipo y los servicios.	El diseño estructural debe reducir el efecto sísmico sobre los componentes no estructurales. Diseño de protección sísmica para equipos y servicios.	Diseñar estructura rígida para limitar el desplazamiento lateral; se logra mejor mediante muros de cortante o marcos. Los marcos rellenos pueden ser muy eficaces para limitar el desplazamiento lateral de los pisos. Detallado cuidadoso de la relación entre equipos y servicios con la estructura del edificio. Revisar posibilidad de volcamiento.
Extremas normas sísmicas reglamentarias.	La revisión rigurosa de la distribución de planta y la inspección del terreno por el Estado, aumentan el costo y el tiempo de diseño.	La consideración rigurosa de los aspectos sísmicos desde el inicio del diseño es esencial.

3.3.7 EDUCACIONAL DE BAJA ALTURA.

(UNIVERSIDAD)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Combinación de tamaños de espacios, predominando el tamaño de aula.	Claros muy grandes, pero como las fuerzas son pequeñas (poco peso), con frecuencia se pueden situar todos los muros de cortante o contraventeos en el perímetro. En estructuras grandes, se pueden necesitar muros de cortante o marcos interiores.	Los marcos resistentes al momento son ideales para estructuras grandes, pero generalmente los muros de cortante y los marcos contraventeados se pueden situar en áreas fijas, como los servicios sanitarios con poco efecto en la distribución de la planta o en la flexibilidad.
Necesidad de adaptabilidad.	La estructuración debe permitir variaciones de distribución de las plantas, o usar una solución sísmica perimetral para mantener el interior con posibilidad de cambio.	Comprobar la continuidad de marcos. Situar marcos contraventeados o muros de cortante en el perímetro; asegurarse de que son continuos.
Gran variedad de configuraciones de conjuntos: almacenes, compartimientos, lugares de reunión, etc.	Variedad de enfoques de diseños sísmico apropiados.	Muros de cortante, marcos combinaciones.
Perímetro no uniforme, generalmente escasa necesidad de abertura.	Proporciona muchas alternativas para la estructura perimetral, con pocas limitaciones.	Ideal para muros de cortante o marcos contraventeados en el perímetro, ya sea para resistencia sísmica completa (edificios pequeños) o en combinación con elementos pequeños.
Los edificios (particularmente los viejos) pueden tener grandes elevaciones, con relaciones de aspectos grandes.	Edificio rígido en dirección transversal, pero flexible en dirección longitudinal, con posible cuasi-resonancia. Los diafragmas cubren una gran distancia.	Equilibrar rigideces: reducir la longitud del edificio, subdividir el edificio con juntas sísmicas, etc. Agregar muros transversales superiores

3.3.8 EDUCACIONAL DE GRAN ALTURA

(ESCUELA – COLEGIO - UNIVERSIDAD)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Combinación de tamaños de espacios, predominando el tamaño de aula de (9m * 9m ±).	Claros grandes.	Pueden necesitarse muros de cortante o marcos interiores; situarlos en los servicios sanitarios, núcleos, etc.
Generalmente, variaciones de distribución de un piso a otro.	Posible dificultad para mantener una estructura uniforme, o muros de cortante continuos de un piso a otro.	Comprobar la continuidad de la estructuración. Los muros de cortante deben ser continuos: modificar la planta para lograrlo.
Perímetro no uniforme, en general escasa necesidad de aberturas.	Proporciona muchas alternativas para estructura perimetral con pocas limitaciones.	Ideal para muros de cortante o contraventeos perimetrales.
Con frecuencia, edificios grandes y complejos con intrincada distribución de planta que refleja la estructura organizativa.	Se producen configuraciones complejas y consecuentes complicaciones de estructuración, con discontinuidad.	Modificar la distribución de la planta y las configuraciones para reducir discontinuidades.
Algunas veces, en los edificios universitarios se da una importancia extrema a la imagen.	Se pueden producir configuraciones poco comunes.	Revisar posible discontinuidad, torsión, etc.

3.3.9 COMERCIAL DE BAJA ALTURA

(TIENDA, TIENDA DEPARTAMENTAL, MERCADO)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran espacio interior con obstrucciones mínimas.	Los claros muy grandes limitan el uso de muros de cortante interiores.	Uso de marcos; si se necesitan muros de cortantes interiores, situarlos alrededor de elementos fijos como escaleras, escaleras mecánicas, servicios sanitarios u otros.
A menudo circulación vertical mediante escaleras eléctricas, elevadores. Ocupación densa periódica.	Importancia extrema a la seguridad para preservar la integridad estructural de las escaleras. Las escaleras pueden ser punto de rigidez localizada, crear torsión y ser particularmente vulnerables a los daños.	Relación cuidadosa entre el diseño de escalera y la estructura de conjunto. Puede ser mejor separar la estructura de la escalera de la estructura principal.
Generalmente, pequeña área de núcleo de elevadores, en relación con el área de edificio.	Menor posibilidad de torsión. El núcleo es menos adecuado para ser útil como elementos de cortante.	Muros de cortante perimetrales o usar sistemas de marco.
Perímetro generalmente cerrado con aberturas ocasionales no uniformes para escaparates.	Posible empleo económico del cajón a base de muros de cortante perimetrales.	Asegurarse de que las aberturas no uniformes no provoquen concentraciones de esfuerzos o zonas débiles.
A menudo, las tiendas pequeñas hacia la calle tienen el frente abierta y la parte trasera cerrada o con muros divisorios.	Variación importante de resistencia y rigidez perimetrales; posible torsión.	Equilibrar resistencia y rigidez perimetrales.
Tienden a tener bajo costo.	Tienden a diseñarse de acuerdo con el mínimo reglamentario.	Edificio sencillo para reducir costo de diseño sísmico.

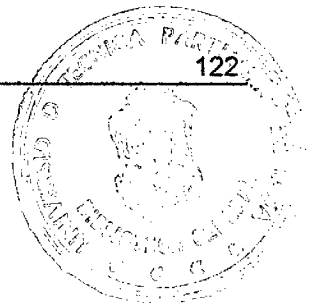
3.3.10 COMERCIAL DE UN SOLO PISO

(ALMACEN, CENTRO COMERCIAL)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran espacio interior, con mínimas obstrucciones.	Grandes claros, cargas en techos solamente; a menudo, poco peso.	Empleo de marcos con muros de cortante o contraventeos perimetrales.
Variación de la utilización del espacio: escasa en almacenes, alta en centros comerciales.	Mayor riesgo sísmico en centros comerciales.	El reglamento no toma en cuenta las variaciones; el diseñador debe aplicar su criterio.
A menudo, gran área de planta.	Acumulación de grandes fuerzas de diafragma.	Revisar las fuerzas del diafragma. En estructuras muy grandes subdividir con juntas sísmicas.
Predomina perímetro cerrado, con posibles aberturas grandes para exhibición o acceso.	El perímetro puede ser adecuado para usar muros de cortante en edificios con planta no demasiado grandes. Si hay grandes aberturas puede ser que la resistencia y rigidez perimetrales provoquen torsión o distorsión.	Si hay muros de cortante perimetrales, revisar las fuerzas en las aberturas. Si el edificio es muy grande, o se prevé expansión, usar marcos. Equilibrar resistencia y rigidez perimetrales.
Empleo de tragaluces, atrios, monitores de techo. Poco común en almacenes, de uso creciente en centros comerciales.	Se puede menguar gravemente la capacidad del diafragma y crear concentraciones locales de esfuerzo.	Revisión cuidadosa de la situación y el tamaño de las aberturas. Proporcionar colectores de fuerzas sísmica adecuados, y si el diafragma no es muy eficaz sustituir el sistema de contraventeo horizontal.
Tiende a tener bajo costo.	Tiende a diseñarse de acuerdo con el mínimo reglamentario.	Edificios sencillos para reducir los costos del diseño sísmico.

3.3.11 INDUSTRIAL, DE UN SOLO PISO. (PRODUCCIÓN ENSAMBLE)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
En general, gran espacio interior con mínimas obstrucciones. Puede tener gran altura de plafón y áreas de mezzanines.	Claros grandes, a menudo poco peso.	Usar marcos con muro de cortante o contraventeos perimetrales. La utilización del edificio puede requerir marcos resistentes a momento para evitar obstrucciones por muros de cortante o contraventeos.
Puede tener planta muy grande (armadora de automóviles).	Puede acumular grandes fuerzas de diafragma.	Revisar fuerzas de diafragma; en estructuras muy grandes, subdividir mediante juntas sísmicas.
Perímetro cerrado, generalmente uniforme, excepto en áreas de carga.	El perímetro puede ser adecuado para usar muros de cortante, si la planta del edificio no es demasiado grande. Si hay grandes aberturas se pueden producir grandes variaciones en la resistencia y la rigidez perimetrales, causando torsión o distorsión.	Si hay muros de cortante perimetrales revisar las fuerzas en las aberturas. Si el edificio es muy grande o se prevé expansión, usar marcos. Equilibrar resistencia y rigidez perimetrales.
Por lo común, techos sin aberturas exceptuando pequeños ventiladores, ventilas para humo y otras.	Tiende a ser apropiado como diafragma.	



3.3.12 TECHO DE GRAN CLARO
(AUDITORIO, ESTADIO, TEATRO GRANDE)

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran espacio sin obstrucciones, plafón alto.	Muy grandes fuerzas del diafragma de techo se transfieren al perímetro.	Cuidadoso diseño del diafragma y perímetro.
Algunos tipos de utilización (uso general, deportes) requieren una configuración sencilla.	Ideal desde el punto de vista de diseño sísmico; seguridad y economía tanto del diseño como de la construcción.	
Algunos tipos de utilización (teatros o localizaciones, requieren a menudo formas asimétricas.	Se producen configuraciones propicias a la torsión y concentraciones de esfuerzos.	Diseñar el espacio asimétrico dentro de una configuración estructural simétrica.
Perímetros generalmente cerrados (por causas térmicas y de iluminación), pero se necesita un buen acceso para el público.	Bueno para muros de cortante o contraventeos, pero necesitan accesos que puedan interferir con la integridad estructural.	Revisar estructuras y discontinuidades de muros de cortante. Modificar la distribución y configuración para reducir discontinuidades.
Los grandes estadios tienen amplias escaleras y rampas de acceso.	Es importante para la seguridad de los ocupantes la conservación de la integridad de las escaleras.	Revisar la relación con la estructura principal y separar si es necesario.

3.3.13 ESTACIÓN DE BOMBEROS, MANTENIMIENTO DE VEHÍCULOS

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Elevación abierta (puertas para acceso de vehículos) combinada a veces con muros cerrados sobre los otros lados.	Variación de la resistencia y rigidez perimetrales, con muros débiles con grandes aberturas. Mayores posibilidades de torsión y distorsión aun cuando se evite el colapso. Incluso una distorsión menor puede hacer que las instalaciones queden fuera de servicio durante un período crítico.	Equilibrar resistencia y rigidez perimetrales. Diseñar la abertura con un marco fuerte para reducir al mínimo la distorsión y la deformación permanente.
A menudo, las estaciones urbanas de bomberos tienen espacios residencial y para oficinas en el segundo piso, sobre el piso de equipos.	Se puede provocar una adición de peso sobre el primer piso "blando" (un claro grande con grandes aberturas produce un muro débil). El peso acumulado en lugar equivocado aumenta la posibilidad de torsión.	Redistribuir la planta para eliminar esta condición. Si esto no es factible, mantener el peso adicional tan ligero como sea posible, y revisar con cuidado el diseño.

3.3.14 BIBLIOTECA DE MEDIANA A GRAN ALTURA, CON ESTANTERÍA INTEGRADA

Características Arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran variedad de alternativas de configuración.	Variedad de enfoques de diseño sísmico apropiados.	Muros de cortante, marcos, combinaciones.
Gran variedad de espacios. Necesidad general de grandes áreas abiertas (salas de lectura) y áreas de estantería con techo bajo.	Claros moderados. Algunas veces, las grandes discrepancias en la altura de los salones (estantería, lectura, vestíbulos, galerías) pueden producir discontinuidades en la estructuración.	Uso de marcos. Revisar cuidadosamente la continuidad de la estructuración y modificar la planta si es necesario.
A menudo el módulo de la estructuración lo establecen los requisitos de la estantería.	La estructuración repetitiva es conveniente si no se contrapone con la de otros niveles, provocando discontinuidades.	Revisión cuidadosa para eliminar la discontinuidad de la estructuración.
Peso muy grande en áreas de estantería. Puesto que la adquisición de libros es continua, la localización del peso cambiará lentamente. Aunque el diseño puede mostrar una situación simétrica de los estantes, la carga de esto puede ser asimétrica.	El peso asimétrico, es especial si es grande y sobre los pisos superiores, puede afectar gravemente las características dinámicas del edificio y producir grandes fuerzas de torsión.	Análisis cuidadoso y simulación de las condiciones dinámicas a lo largo de la vida del edificio.
Distribución de estantería abierta.	Restringe el uso de muros de cortante interiores.	Marcos resistentes a momentos y suficiente contraventeo alrededor del perímetro.
Requisitos perimetrales: abierto es en áreas de lectura, cerrados en áreas de estantería.	Se pueden producir variaciones en la resistencia y rigidez perimetrales, provocando concentraciones de esfuerzo y torsión.	Revisión cuidadosa para equilibrar el sistema resistente perimetral.

3.4 PRINCIPIOS DE DISEÑO SÍSMICO.

3.4.1 Objetivos del diseño sísmico

La meta del diseño sísmico es producir estructuras óptimas para la sociedad. Esto implica considerar diversas opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor selección. Aquella meta puede expresarse en términos de los siguientes objetivos directos.

- Se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad.
- Que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable.
- Que el daño estructural sea el mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y.
- Que para temblores intensos den un nivel de seguridad aceptable contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.
- También se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general.

Para conseguir los objetivos mencionados no basta que el Ingeniero estructural conozca y aplique con cuidado los requisitos estipulados en los reglamentos, sino que es indispensable que tenga conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas por un lado, y por otro, sobre las características de los materiales y de los miembros y sistemas estructurales que definen la respuesta sísmica de los edificios.

A continuación se tratan algunos de los conceptos mencionados.

3.4.2 Características que definen la acción sísmica

Los temblores se clasifican de acuerdo con el fenómeno que los origina.

Los más frecuentes, y de mayor interés en ingeniería, se originan por desplazamientos relativos súbitos dentro de la corteza terrestre; resultantes de la acción de fuerzas geológicas, y se denominan movimientos tectónicos, así también ocurren debido a la erupción de volcanes, o a deslizamientos de grandes volúmenes de tierra.

Entre los aparatos que existen para medir el movimiento de la superficie del terreno y uno de los más importantes para la ingeniería estructural es el acelerógrafo, que mide la historia de las aceleraciones en el lugar donde está colocado.

La magnitud es una medida de la energía liberada durante un temblor, la cual se determina tomando el logaritmo en base 10 del mayor movimiento registrado durante la llegada de cierto tipo de ondas sísmicas y aplicando una corrección estándar para tomar en cuenta la distancia del lugar donde se toma el registro al epicentro. La intensidad es una medida de la severidad de un temblor en cierto lugar.

3.4.3 Características de los edificios que definen la respuesta a sismos

Como se puede percibir desde el planteamiento de la ecuación diferencial de equilibrio dinámico, la respuesta de un sistema estructural a temblores depende no solo de las características de la excitación, sino también de las de la estructura. Nos interesa destacar esto, porque el diseñador puede escoger ciertas características de la estructura que conduzcan a una respuesta sísmica más favorable. Enseguida se tratan las características que afectan la respuesta a los sismos de manera más decisiva.

3.4.3.1 Periodo natural de vibración

Es evidente que la respuesta sísmica de una estructura depende de su frecuencia de vibración W , o de su período de vibración $T = 2\pi/W$; esta se refleja que las respuestas máximas a un temblor, cuya representación gráfica se denomina espectro.

También en los casos en que se ha estudiado el comportamiento no lineal de sistemas de un grado de libertad se ha encontrado que las respuestas sísmicas se pueden correlacionar adecuadamente con las respuestas de sistemas elásticos con el mismo período inicial de vibración.

Se conoce además que los períodos de vibración de una estructura se calculan a partir de los valores de las masas y rigideces de la misma; más explícitamente de relaciones de masas a rigideces, como se nota en la fórmula para calcular el período de un sistema de un grado de libertad ($T = 2\pi\sqrt{M/K}$), existen, sin embargo expresiones sencillas para calcular aproximadamente el período fundamental de edificios regulares uno de ellos tenemos:

$$T = 0.1n$$

Siendo n el número de pisos del edificio.

Para edificios que tienen una altura total H en metros, y que estén estructurados a base de marcos se propone la expresión.

$$T = C_T H^{3/4}$$

Siendo C_T igual a 0.06 si los marcos son de concreto, e igual a 0.085 si son de acero. Como esta expresión sólo proporciona el orden de magnitud del período,

probablemente conviene utilizar un solo valor de $C_T = 0.075$, con lo que la estimación del período se escribe.

$$T = 0.075 H^{3/4}$$

Para edificios que no estén estructurados a base de marcos, como los que tienen una cantidad apreciable de muros o contravientos, se sugiere la fórmula siguiente.

$$T = 0.09 H/\sqrt{L}$$

En que L es la longitud de la planta en la dirección en que se está considerando el movimiento lateral, en metros.

3.4.3.2 Amortiguamiento viscoso

El amortiguamiento viscoso es otra característica estructural que influye en la respuesta sísmica. Esta característica se expresa normalmente como una fracción ε del amortiguamiento crítico.

El tipo de amortiguamiento aquí considerado toma en cuenta fuentes de disipación de energía como fricciones internas, fricciones en los apoyos y en elementos no estructurales, etc. La magnitud de estos efectos depende del nivel de daños y es difícil de cuantificar con precisión.

3.4.3.3 Curvas Carga – Deformación inelástica

Sabiendo que los temblores introducen cargas en todas direcciones, la respuesta sísmica de estructuras se puede estudiar analizando las características de las curvas carga – deformación que se obtienen al someterlas a cargas alternadas.

La curva carga – deformación de una estructura depende, entre otros factores, de las curvas de los elementos que la componen, y éstas a su vez de secciones transversales y de los materiales correspondientes.

Se necesita señalar que según se trate de una estructura, un elemento, una sección o un material, por carga se entiende una fuerza, un momento, un esfuerzo, etc. y por deformación a un desplazamiento, un giro, una curvatura, una deformación unitaria.

Las relaciones entre distintas curvas dependen de la geometría y detalles del sistema estructural.

En la (figura 3.4.3.3) se presentan algunas curvas carga – deformación. En el caso de relaciones esfuerzo – deformación unitaria lineales, se trata del módulo de elasticidad; cuando el comportamiento no es lineal, la rigidez cambia con el nivel de carga y puede llegar a ser nula o negativa (en cuyo caso se trata de un problema de inestabilidad).

Desde el punto de vista de diseño sísmico hay que recordar que la rigidez, además de su importancia para estimar deformaciones y para verificar la estabilidad de una estructura, es factor determinante de las propiedades dinámicas de una estructura, y en consecuencia de las acciones sísmicas que actúan sobre ella.

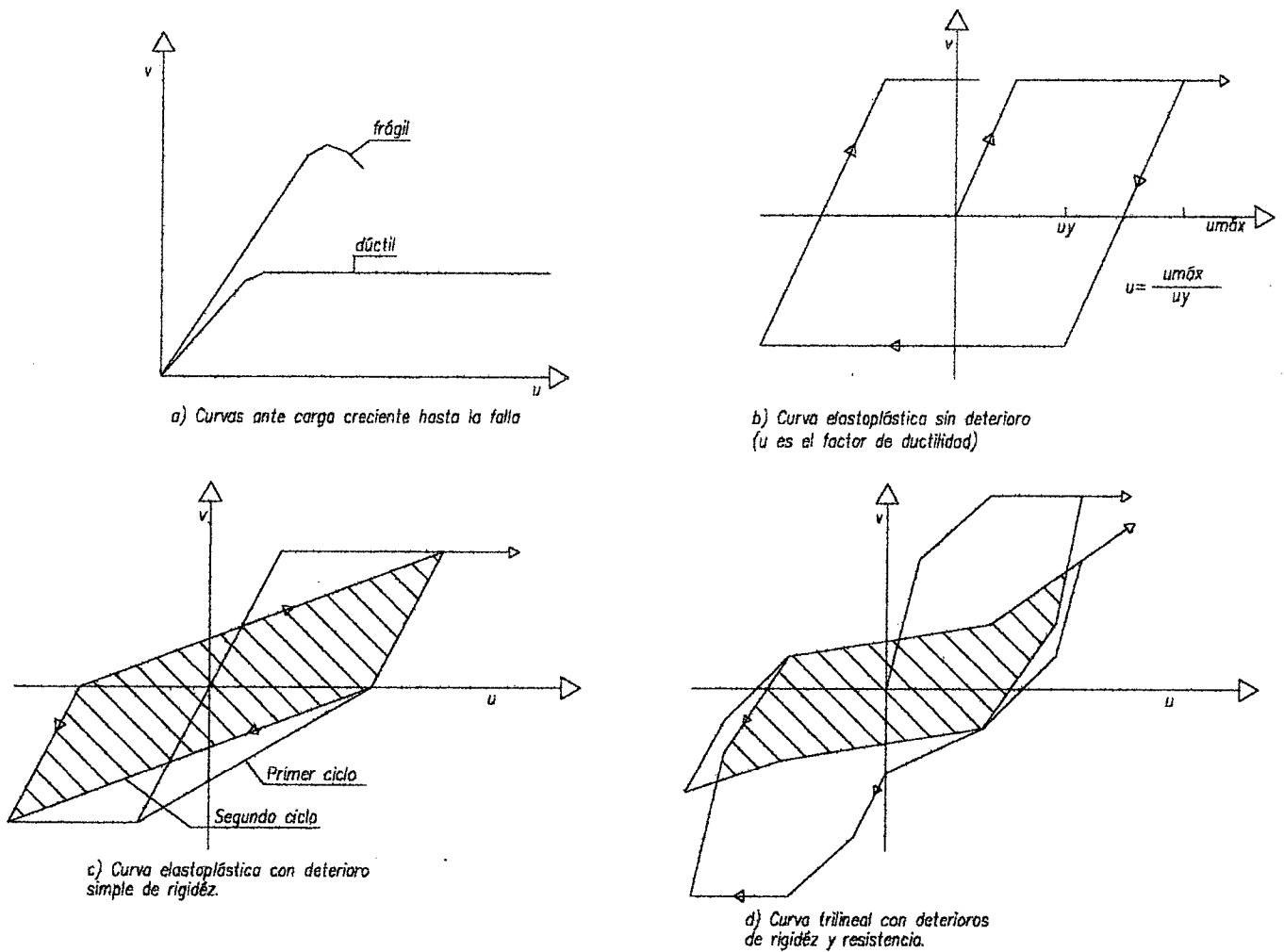


Figura 3.4.3.3 Distintos tipos de curvas carga-deformación.

En las (figuras 3.4.3.3.c y 3.4.3.3.d) se aprecian cambios típicos de la rigidez ante cargas alternadas; un aspecto es que en ciertos casos, en ciclos posteriores al primero la rigidez disminuye notablemente sin recuperar su valor inicial, o recuperándolo en tramos pequeños de descarga; dicho fenómeno se conoce como deterioro de rigidez, y es característico de sistemas que tienen falla del tipo frágil por ejemplo los que fallan por cortante antes que por flexión.

Otra propiedad que puede verse notablemente afectada por los ciclos alternados de carga es la resistencia; una vez excedido el límite de comportamiento elástico, la

resistencia que se tiene en la aplicación inicial de carga no siempre se alcanza otra vez en los ciclos posteriores y se dice que hay degradación de resistencia.

Otras veces se vuelve a lograr la resistencia inicial, pero para deformaciones mayores. Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de soportar deformaciones importantes bajo carga prácticamente constante, sin alcanzar niveles excesivos de daño.

La curva 3.4.3.3.a representa un comportamiento inicial dúctil, opuesto al de la curva II, que muestra un comportamiento frágil. Nuevamente, de las curvas para el primer ciclo de carga, no puede inferirse comportamiento dúctil en los ciclos posteriores, puesto que en los mismos pueden ocurrir deterioros de rigidez y de resistencia.

La medida de la ductilidad más ampliamente usada se denomina factor de ductilidad, μ , el cual en estructuras idealizadas como elastoplásticas se define como la deformación que se requiere para causar la falla, $\mu_{\text{máx}}$, dividida entre la correspondiente al límite elástico, μ_y .

La capacidad de disipación de energía en un ciclo de carga se mide con el área rayada de la figura. En sistemas sin degradación dicha área es apreciable e indica que el sistema tiene forma de disipar la energía que le transmite el sismo mediante deformaciones inelásticas. Por el contrario, en las (figuras 3.4.3.3.c y 3.4.3.3.d) se nota que los deterioros de rigidez y de resistencia hacen disminuir el área de los lazos de histéresis (área rayada de la figura) y, consecuentemente, la capacidad de disipación de energía, por lo cual los sistemas que exhiben este tipo de comportamiento son menos eficientes para resistir sismos.

Después del análisis realizado, se hace evidente la importancia de conocer las características de las curvas carga deformación de un sistema estructural que esté destinado a resistir sismos. Obsérvese que, dado lo indeseable de las fallas de tipo frágil y de los deterioros de rigidez y resistencia, es importante seleccionar materiales, diseños y detalles que eviten estos fenómenos, y de no ser esto posible se recomienda usar bajos factores de reducción por ductilidad.

3.4.4 Características de los principales materiales estructurales

a) Concreto Simple

La forma de la curva esfuerzo – deformación uniaxial del concreto simple es muy conocida (figura 3.4.4.a) se puede observar que el comportamiento es frágil tanto en compresión como en tensión, y que además en el segundo caso la resistencia es mucho menor que en el primero.

En compresión el microagrietamiento causa desviaciones de la linealidad para esfuerzos mayores que $0.4f'_c$, y las deformaciones de falla son del orden de 0.003.

Los efectos de distintas variables en la curva son, entre los más importantes, los siguientes: La velocidad de carga aumenta la rigidez y la resistencia, pero disminuye las deformaciones de falla y vuelve más frágil el comportamiento; las repeticiones de esfuerzos altos en compresión deterioran rápidamente la rigidez y la resistencia del concreto no confinado. Mediante confinamiento transversal con zuncho o con estribos se puede lograr un aumento notable de la ductilidad del concreto, pero el confinamiento es más eficaz si se proporciona mediante zuncho en vez de estribos, produciendo además, con esto, aumento de la resistencia.

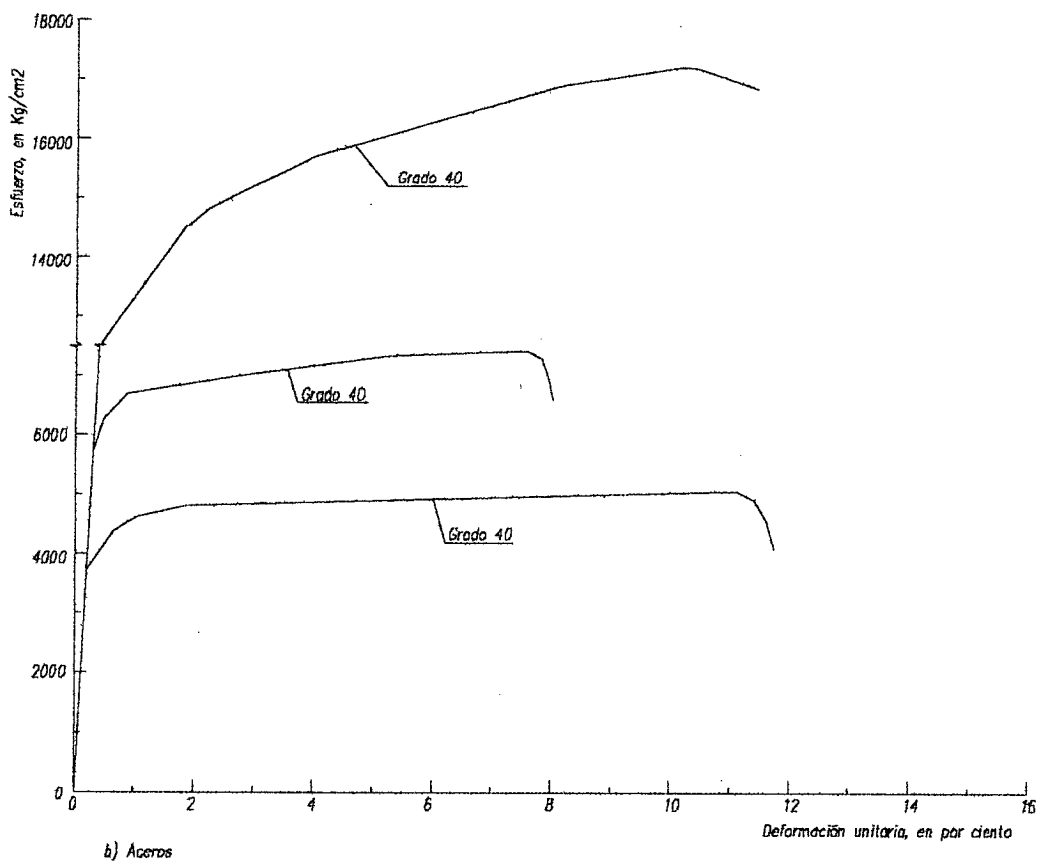
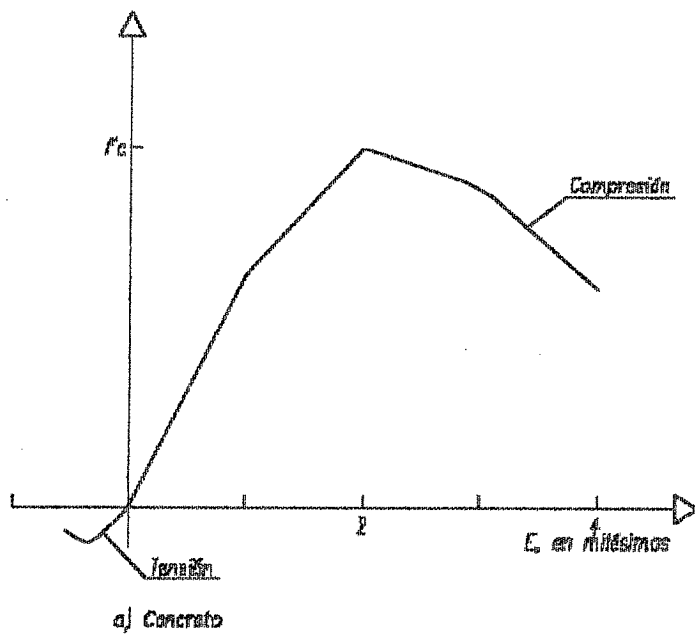


Figura 3.4.4 Curvas típicas esfuerzo-deformación

b) Acero Estructural

La curva esfuerzo – deformación del acero estructural depende de su composición química (hierro - carbono, hierro – níquel, hierro – manganeso, etc.) y del tratamiento a que se lo somete.

En la (figura 3.4.4) se muestran curvas típicas. El módulo de elasticidad es constante (según el reglamento $2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$), el esfuerzo de fluencia f_y (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por un estirado o por torcidos efectuados en fríos.

Siendo f_u el esfuerzo resistente último y ϵ_v es la deformación última, entonces la relación f_u/f_y disminuye al aumentar el esfuerzo de fluencia (f_y).

Obsérvese que los factores de ductilidad (deformación última / deformación de fluencia), son siempre grandes y exceden de diez aún para los aceros menos dúctiles.

Bajo la aplicación de cargas alternadas que excedan a la fluencia, se reduce la zona en que los esfuerzos son proporcionales en la deformación y la curva se vuelve más redondeada, sin embargo los ciclos son muy estables con amplia resistencia y sin deterioro por lo que comúnmente el comportamiento se idealiza como elastoplástico sin deterioro como se muestra en la (figura 3.4.3.3.b).

C) Mampostería

Las características de la curva carga – deformación, en lo que respecta a la mampostería, estas se ensayan mediante pilas sujetas a compresión.

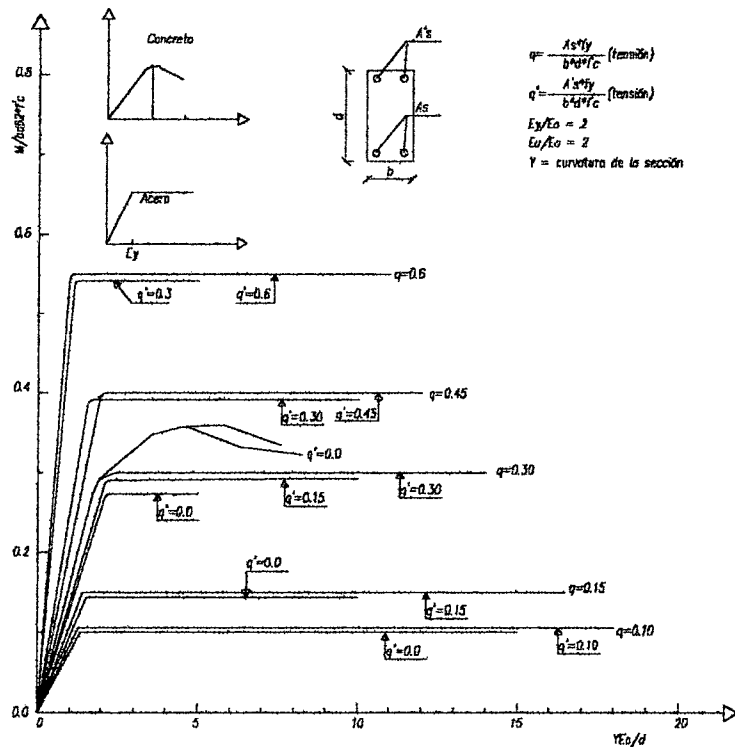
Las curvas son aproximadamente lineales hasta la falla y ésta es frágil especialmente si se usan materiales de alta resistencia.

Los valores de propiedades como el módulo de elasticidad y la resistencia máxima dependen mucho de los tipos de piezas y mortero que se utilicen.

3.4.5 Comportamiento de elementos estructurales

a) Vigas y Columnas de Concreto Reforzado

El comportamiento de elementos sometidos a flexión puede estudiarse mediante las relaciones momento – curvatura de las secciones transversales, estas relaciones se pueden obtener a partir de las hipótesis básicas del comportamiento del concreto ante carga axial, de la hipótesis de las secciones planas y de las características esfuerzo – deformación del acero de refuerzo.



En la (figura 3.4.5.a) se puede apreciar los efectos en elementos sujetos a flexión pura, de las cuantías de acero en tensión y compresión.

Se observa que si se usan cuantías en tensión bajas y siendo las secciones sobreforzadas se obtienen ductilidades grandes comparadas con los del acero.

Experimentalmente se ha comprobado que en vigas sobreforzadas el esfuerzo transversal no aumenta la resistencia pero si incrementa el valor de la ductilidad en las vigas.

Ante cargas alternadas el comportamiento es cualitativamente como el del acero si las secciones son sobreforzadas:

Para evitar algunos efectos negativos como por ejemplo deslizamiento del refuerzo por fallas de adherencia, pandeo de las varillas de refuerzo en compresión se recomienda el uso de estribos poco espaciados para evitar el pandeo y para confinar el concreto.

En columnas, las relaciones momento – curvatura dependen mucho del nivel de carga axial como se aprecia en la gráfica 3.4.5.b cuando las cargas son superiores a la de la falla balanceada, esto es cuando la falla es por compresión prácticamente no existe ductilidad; si la falla es por tensión se tiene cierta ductilidad , aunque sólo es importante para cargas axiales bajas. Por medio de confinamiento lateral con hélices se puede lograr ductilidades importantes; este confinamiento es más eficaz mientras menor sea el nivel de carga axial. Es conveniente recalcar que los modos de falla ante cortante y torsión, o por adherencia son frágiles con poca ductilidad y con un rápido deterioro ante cargas alternadas por lo tanto se deben tomar factores de seguridad mayores contra torsión y cortante que por flexión.

b) Elementos de Acero Estructural

El comportamiento de vigas de acero puede estudiarse también mediante curvas que relacionan cargas con deflexiones dentro y fuera del plano de flexión (figura 3.4.5.c).

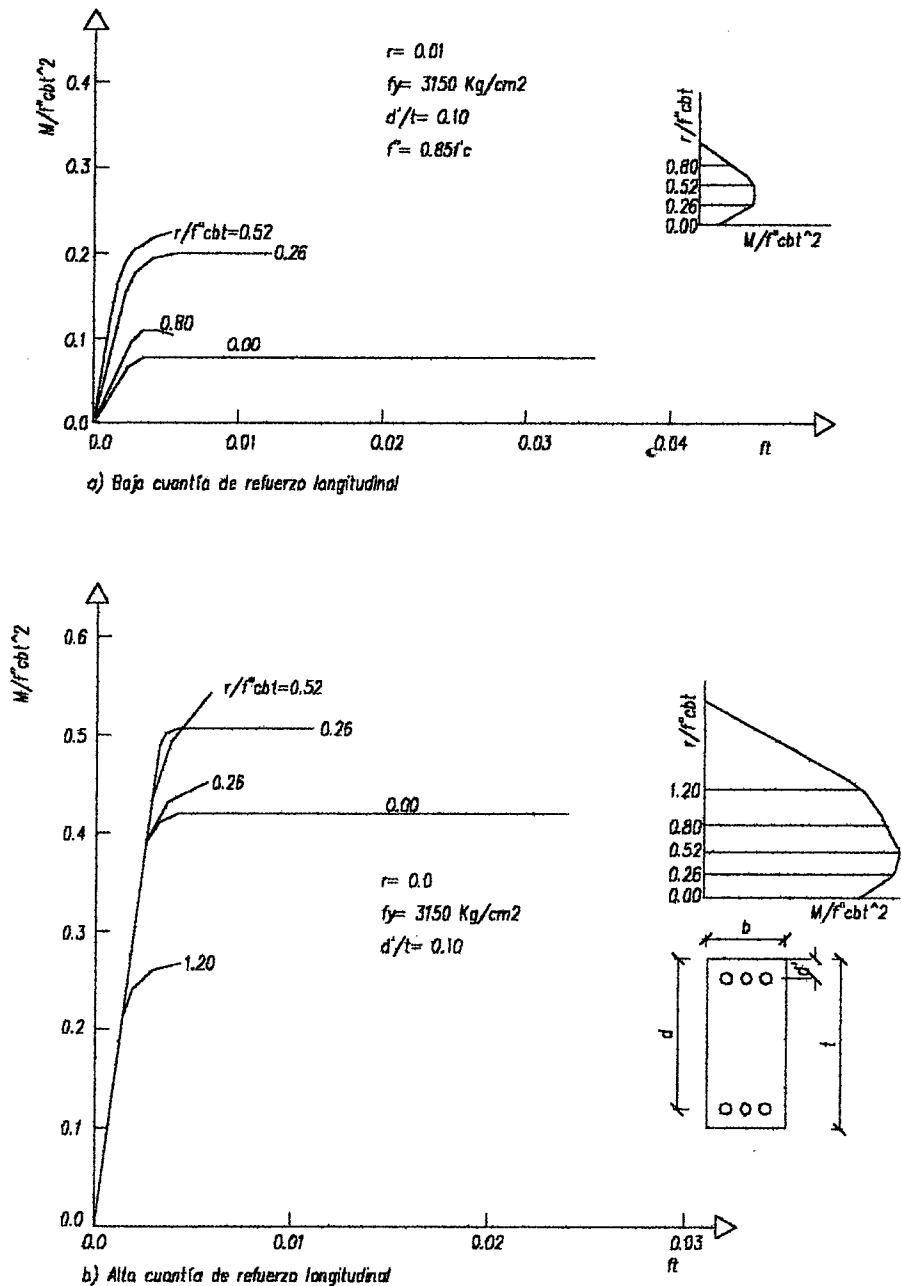
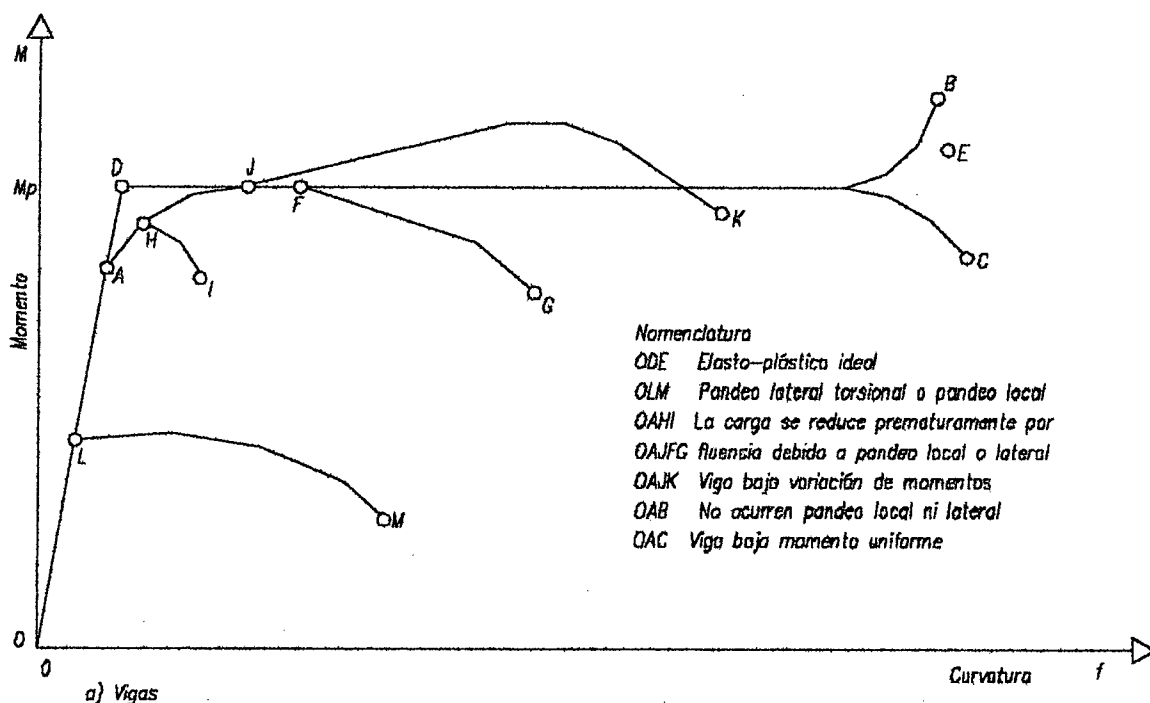


Figura 3.4.5.b Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto sujetas a flexo-compresión.

Las curvas son similares a las del acero estructural, o a las de vigas sobreforzadas de concreto reforzado, pero la capacidad de deformación de vigas con sección I termina cuando ocurre el pandeo lateral torsional de la viga o pandeo local de los patines en compresión; estos fenómenos ocurren normalmente después de la fluencia del acero.

La manera de retardar los fenómenos de pandeo lo suficiente como para tener un comportamiento satisfactorio es proporcionado un adecuado arriostramiento lateral y hacer que la relación peralte – espesor de alma y patines sean pequeñas (secciones compactas).



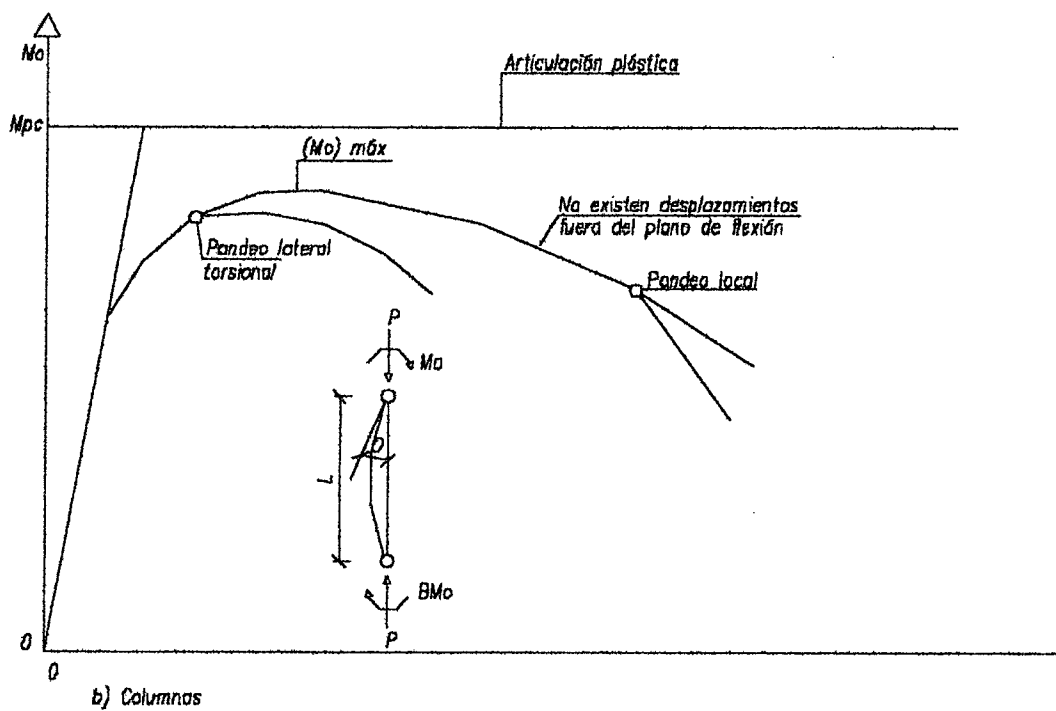


Figura 3.4.5.c Relaciones momento-curvatura en elementos de acero estructural.

CAPITULO 4

DETERMINACION DEL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD

4. DETERMINACION DEL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se trata de estudiar un factor de mucha importancia que se debe tomar en cuenta dentro del diseño sismorresistente; es el parámetro de vulnerabilidad o índice de daño sísmico, que se lo puede determinar mediante varios métodos que se explicarán a continuación.

En base a la determinación del valor del índice de daño podemos observar claramente el grado de daño que sufrió o puede sufrir una estructura en el momento que es atacada por un sismo.

Es necesario aclarar que los métodos expuestos para determinar el índice de daño son exclusivos para estructuras de hormigón armado.

4.2 AMENAZA SISMICA

En este capítulo se presenta una forma muy sencilla de definir el riesgo específico, pero el objetivo que se persigue es ver la relación directa que existe entre amenaza sísmica y vulnerabilidad, además, no se puede dejar de estudiar a una de éstas componentes para llegar a la determinación del riesgo sísmico, que es un concepto más amplio

Así mismo, se presenta en forma general, pero destacando los aspectos más importantes, lo que comprende un estudio de amenaza sísmica y resaltando el producto final que es la determinación de los espectros de diseño elástico, los mismos que son utilizados en el diseño sismo resistente de edificios.

Así mismo, se presenta en forma general, pero destacando los aspectos más importantes, lo que comprende un estudio de amenaza sísmica y resaltando el producto final que es la determinación de los espectros de diseño elástico, los mismos que son utilizados en el diseño sísmo resistente de edificios.

4.2.1 Peligrosidad

Existe una estrecha relación entre lo que es amenaza o peligrosidad sísmica con vulnerabilidad y, para distinguir fácilmente la diferencia, es necesario presentar sus respectivas definiciones.

“Peligrosidad se define como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una área dada, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada”⁶.

Vulnerabilidad de una estructura o grupo de estructuras, se define como el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.

El movimiento sísmico del terreno, estará cuantificado por la aceleración máxima horizontal del suelo y el periodo específico de tiempo se considerará el correspondiente a la vida útil de los edificios. Finalmente la probabilidad será tratada en forma de probabilidad de excedencia de la aceleración máxima del suelo.

⁶ AGUIAR ROBERTO, Daño y vulnerabilidad sísmica en edificios de hormigón armado, pág. 79.

Sea **H** la variable que define en forma elemental la peligrosidad y **V** la variable que cuantifica la vulnerabilidad, entonces, se define como riesgo específico **S**, al producto de éstas dos variables.

$$S = H \times V$$

Entonces, riesgo específico se define como la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras sufra varios grados de daño durante un periodo de tiempo determinado.

A continuación se analizan cuatro aspectos que comprenden los estudios de peligrosidad sísmica, que son:

- 1- Zonas fuentes
- 2- Leyes de atenuación
- 3- Evaluación de la amenaza sísmica
- 4- Aceleración máxima del suelo.

4.2.2 Zonas Fuentes

Uno de los primeros trabajos de la evaluación de la amenaza sísmica consiste en la determinación de áreas fuentes y en cada una de ellas se cuantifica el potencial sísmico en términos de la tasa de ocurrencia y la magnitud del máximo sismo que se espera en esa zona.

Para llegar a determinar las áreas fuentes de una determinada región deben darse los siguientes pasos:

1. Construir un mapa tectónico del lugar
2. Estudiar la información sísmica del lugar

3. Elaborar un mapa sismotectónico
4. Definir las áreas fuentes o zonas sismogenéticas.

Una vez que se dispone del mapa sismotectónico viene la determinación de zonas fuentes que son áreas que agrupan a sismos de una misma "familia".

4.2.2.1 Mapa Tectónico

Para la elaboración del mapa tectónico se disponen principalmente de tres métodos de trabajo que son: la teledetección, métodos geológicos y los métodos geofísicos.

La teledetección ayuda a visualizar los lineamientos de las fallas geológicas que aparecen en la superficie de la tierra, se basa en la interpretación de fotos aéreas e imágenes satelitarias, éstas se encuentran a una escala determinada y el mapa tectónico que se desea construir también. Con la teledetección no es factible determinar las fallas geológicas que no llegan a la superficie, entonces aquí tienen gran importancia los métodos geofísicos que pueden detectar las fallas ocultas.

Cuando ya se ha determinado las zonas de fallamiento en una primera "aproximación", se puede determinar en el campo, mediante los métodos geológicos, si las fallas son activas o no. En base a lo anteriormente descrito se elaboran los mapas tectónicos de una determinada región.

En consecuencia es necesario tener presente que los sismos no reconocen fronteras y los mapas tectónicos y sismotectónicos deben incluir información de los países circundantes, caso contrario están incompletos.

Información Sísmica

Luego de que se dispone del mapa tectónico viene el estudio de la información sísmica del lugar. En países donde no se cuenta con una red sísmica local es necesario hacer un estudio muy detenido de los principales eventos sísmicos.

En cuanto a los sismos históricos es muy incierta la información que se tiene, en algunos casos se sobredimensiona la intensidad, magnitud, etc.

Reconociendo el problema de la insuficiente información sísmica, se debe minimizar esta incertidumbre con la elección de un buen modelo matemático para el tratamiento de los datos disponibles.

4.2.3 Potencial Sísmico

Una vez definidas las áreas fuentes se procede a evaluar el potencial sísmico de cada una de ellas en función de la tasa de ocurrencia anual y de la máxima magnitud que se espera en la zona.

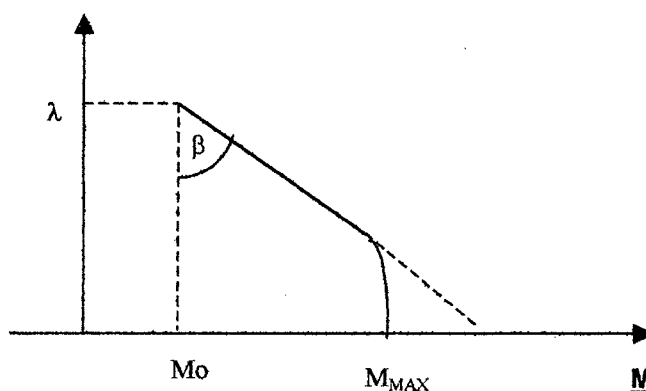


Figura 4.2.3. Relación entre magnitud M y el número de eventos N

4.3 LEYES DE ATENUACION

Las leyes de atenuación son relaciones empíricas que analizan magnitud M , distancia epicentral R , con intensidad sísmica, entendiéndose por intensidad sísmica a un desplazamiento, velocidad o aceleración máxima del suelo o la intensidad propiamente dicha.

De acuerdo a la teoría de la elasticidad, el campo de ondas que se recibe en un sitio determinado $SR(t)$ por efecto de un sismo, puede expresarse por:

$$SR(t) = So(t) \times a(t) \times T(t)$$

$So(t)$ Función de la fuente

$a(t)$ Función de transmisión

$T(t)$ Función de las condiciones locales del lugar.

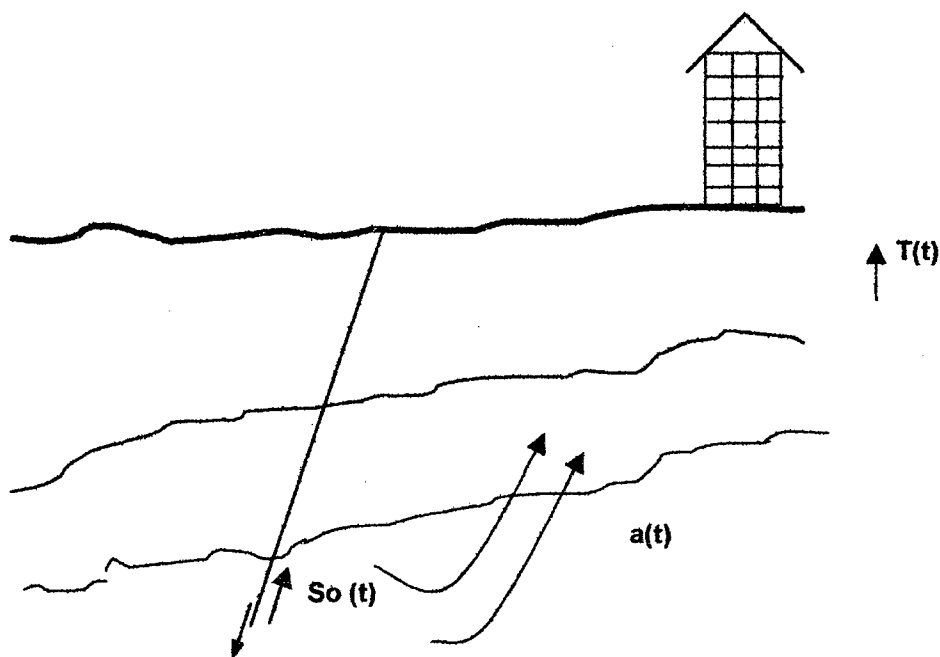


Fig. 4.3 Generación y transmisión de las Ondas sísmicas

En éste caso se trata de estudiar únicamente la función de transmisión de las ondas sísmicas $a(t)$.

Quando se observan dos registros de un evento sísmico obtenidos en diferentes estaciones, por lo general se aprecia que la amplitud de las ondas en el observatorio más lejano ha decrecido respecto al otro por el efecto de dispersión geométrica de la energía y por la propia anelasticidad de la tierra.

4.3.1 Dispersión geométrica

La amplitud de las ondas sísmicas decrece en función de la distancia hipocentral X , de acuerdo a una expresión X^{-n} siendo:

$n = 1$ para ondas internas

$n=1/2$ para ondas superficiales

Los valores de n son investigados en la actualidad, y por cierto lo que se exprese a continuación tiene que ver con el cálculo de leyes de atenuación a partir de curvas de isosistas de terremotos.

Se pueden obtener relaciones de atenuación reducidas del análisis de sismogramas, más en algunos países de alto riesgo sísmico no se cuenta con suficientes registros instrumentales que permitan deducir una ley de atenuación que realmente refleje la geología, tipo de suelo y propagación de las ondas del lugar.

4.3.2 Atenuación anelástica

Básicamente tiene que ver con el decrecimiento de la amplitud en función de la distancia, de acuerdo con un coeficiente de anelasticidad α que depende del tipo de material que atraviesan las ondas y su forma es: $e^{-\alpha R}$.

El coeficiente α está relacionado con el factor de calidad G de la siguiente manera:

$$\alpha = (\pi \times f) / (v \times G)$$

$f \rightarrow$ Frecuencia de las ondas

$v \rightarrow$ Velocidad de propagación de las ondas

El factor anelástico de calidad G es adimensional y tiene valores pequeños, aproximadamente 100 en zonas de gran atenuación que se asocian, por lo general a zonas sísmicamente activas. Así mismo, valores grandes de G , alrededor de 1000 corresponden a zonas de baja atenuación, en roca sana el valor de G es muy alto, en cambio en roca fracturada el valor de G es menor.

4.3.3 Atenuación de energía

La atenuación de energía $E(R)$ en función de la dispersión geométrica y de la atenuación anelástica viene dada por la relación:

$$E(R) = C \times R^n \times e^{-\alpha R} \quad (4.1)$$

C es constante.

Se considera que la intensidad varía linealmente con el logaritmo de la energía, de la forma:

$$I = K \times \log_{10} E + D \quad (4.2)$$

K, D, constantes.

A partir de las ecuaciones (4.1), (4.2) y teniendo presente que R es la distancia hipocentral se obtiene:

$$\Delta I = I_E - I_R = K[\log (R^n/h^n) + \infty \log_{10} e (R-h)]$$

$I_E \rightarrow$ Intensidad epicentral

$I_R \rightarrow$ Intensidad a una distancia R

$h \rightarrow$ Profundidad focal.

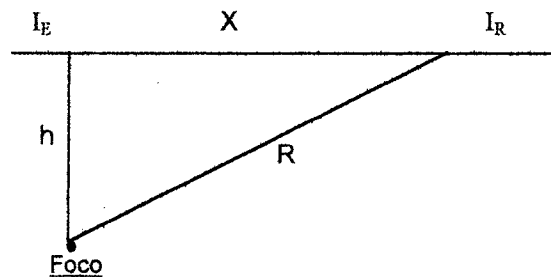


Fig. 4.3.3. Variables que intervienen en la atenuación de I

A partir de datos experimentales se encontró que $k = 3$, y al remplazar el valor de $n=1$, correspondiente a ondas internas, las mismas que son muy adecuadas para estudiar atenuaciones en la corteza terrestre, en la ecuación 6.6 se tiene:

$$\Delta I = 3 \log (R/h) + 1.3 \infty (R - H) \quad (4.3)$$

De la figura 4.5 se observa que:

$$R = \sqrt{X^2 + h^2} \quad (4.4)$$

Al sustituir (4.3) en (4.4) y al considerar la incertidumbre que conlleva la formulación del problema mediante la varianza $\in$, se obtiene:

$$\Delta I = 3 \log((X^2 + h^2)/h) + 1.3 \propto ((X^2 + h^2) - h) + \epsilon \quad (4.5)$$

En resumen, para encontrar la ley de atenuación de intensidades de los mapas de isosistas se obtendrá ΔI en función de la distancia epicentral X .

4.3.4 Relación entre parámetros sísmicos

La ecuación (4.5) relaciona la intensidad con distancia epicentral y profundidad focal, más para el diseño y análisis sismo resistente de estructuras se necesitan leyes de atenuación de aceleraciones. Lamentablemente en la mayor parte de países sísmicos no se dispone de suficientes datos para obtener esta ley. Entonces lo que se ha hecho es buscar una relación entre intensidad y aceleración máxima horizontal de movimiento del suelo.

4.4 EVALUACIÓN

Una vez que se tienen definidas las áreas fuentes y su correspondiente potencial sísmico, y al contar con alguna o algunas leyes de atenuación para el movimiento del suelo, viene la evaluación de la amenaza sísmica para un punto determinado. Esquemáticamente se tiene:

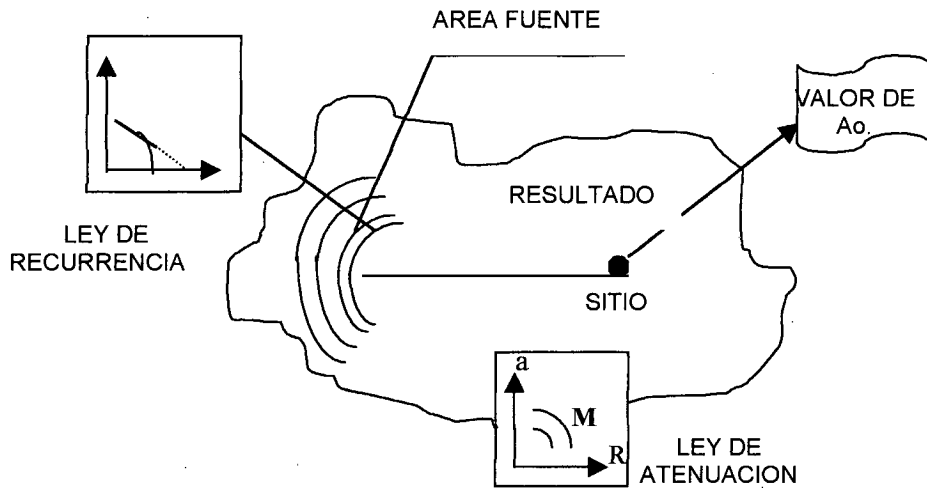


Figura 4.4 Evaluación de la Amenaza Sísmica

Para la evaluación de la amenaza sísmica se parte de datos que tienen cierta incertidumbre, como son la determinación de áreas fuentes, el catálogo sísmico, la magnitud máxima esperada, la ley de atenuación, etc. Entonces lo que se hace es mediante un algoritmo adecuado combinar toda esa información y obtener parámetros de movimiento de suelo que sean menos inciertos.

4.4.1 Valor de A_o .

Se establece que para edificaciones que tendrán una vida útil de 50 años se calcula la aceleración máxima del suelo A_o , en roca con una probabilidad de excedencia del 10%. Esta probabilidad de excedencia puede disminuirse un poco mediante la incorporación de un parámetro de importancia de la estructura, el mismo que puede estar incorporado en las normas de diseño sismo resistente.

Normalmente lo que se obtiene del estudio de la amenaza sísmica es el valor de la aceleración máxima del suelo en roca A_0 .

El trabajo desarrollado para encontrar A_0 es enorme y requiere del concurso de sismólogos, geofísicos, matemáticos, geógrafos, geólogos de ingenieros sismorresistentes.

4.4.2 Forma del espectro

Para determinar la forma del espectro se deben realizar estudios de "Microzonificación Sísmica" en los que se considera las características locales del suelo como son: espesor de los estratos, geometría, las propiedades mecánicas y dinámicas de las deformaciones superficiales y la topografía del lugar.

Dentro de los métodos de cálculo (microzonificación) de evaluación de la respuesta por la propagación de las ondas, se tiene:

- 1- Métodos lineales
- 2- Métodos no lineales

Entre los métodos lineales se puede trabajar con modelos de propagación de ondas unidireccionales o bidireccionales. Por otra parte entre los métodos no lineales se tiene el método lineal equivalente, el método de las rectas características.

En realidad existen algunas formas de resolver el problema de propagación de ondas y métodos de solución, por ejemplo en el método lineal equivalente se resuelve en forma interactiva linealizando en cada intervalo de tiempo la no linealidad del suelo; en cambio en el método de rectas características se trabaja con el método de las características.

En lugares donde no se tiene suficiente documentación instrumental se debería realizar una simulación numérica para luego hacer el estudio de propagación de ondas y determinar los factores de amplificación dinámica para diferentes tipos de suelo.

4.4.3 Espectros suavizados

Existe otra manera de encontrar la forma del espectro de diseño mediante lo que se denomina “espectros suavizados” la misma que se basa en el análisis estadístico en un número considerable de acelerogramas.

En efecto, a partir de un grupo de registros de eventos sísmicos de diferente magnitud y mecanismo focal correspondiente a diferentes distancias epicentrales y a condiciones de suelo diferentes, se hallan espectros de respuestas medias.

A nivel de normas, el código venezolano define tres formas espectrales de acuerdo al tipo de suelo:

TIPO DE SUELO	T^*	β	p
S1	0.4 S	2.2	0.8
S2	0.6S	2.2	0.7
S3	1.0 S	2.0	0.6

En donde:

T^* = Periodo natural de vibración del suelo

β = Factor de magnificación promedio

P = Exponente que define la rama descendente del espectro.

S_1 = Roca, suelos duros y/o densos, con profundidad $\leq 50\text{m}$

S_2 = Perfil con gran espesor de suelos; arena y gravas medianamente densas a muy densas y/o limos y arcillas duras.

S_3 = Suelos granulares poco densos, suelos cohesivos de consistencia blanda a media.

4.4.4 Espectros en función de la distancia

En forma semejante al código venezolano, la nueva propuesta de la norma española, determina los espectros de diseño elásticos para tres tipos de suelo pero la diferencia es que adicionalmente se define un parámetro K que de alguna manera toma en cuenta el efecto de la distancia en el movimiento del suelo. Este valor de K , para la mayor parte de España vale 1 y varía hasta 1.6.

4.5 MODELOS HISTERETICOS

Existen algunos modelos matemáticos que describen el comportamiento no lineal del material. Entre los clásicos se tiene por ejemplo, el modelo de Clough que se indica en la (figura 4.5). Los aspectos más sobresalientes de la curva de Clough, son: El segmento AB define el rango elástico; el BC el rango plástico; nótese que es

completamente horizontal en consecuencia su rigidez es nula, la rama descendente de carga CD es paralela a AB, luego tiene la misma rigidez que antes de entrar al rango inelástico, situación que está alejada un tanto de la realidad pero este es uno de los modelos iniciales de Clough que ha sido muy utilizado por la sencillez con que se determina la rigidez en los diferentes segmentos de la curva histerética.

Otro modelo también clásico es el de Park, que consta en la misma (figura 4.5). En éste se observa que dentro del rango elástico AB se considera el punto E, que corresponde al punto de agrietamiento, de igual forma BC tiene pendiente nula y CD es paralela a AE.

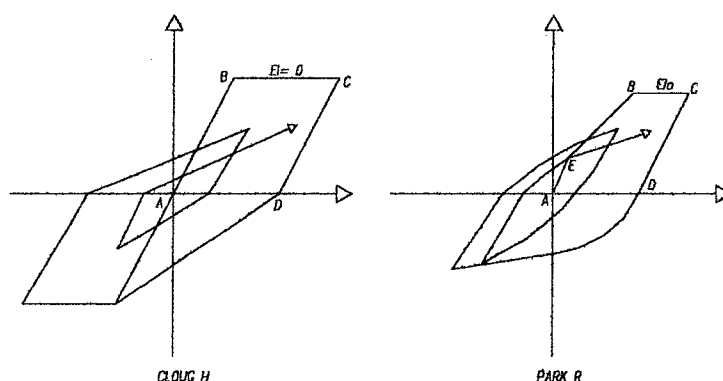


Fig. 4.5 Modelos Histeréticos clásicos

Es importante destacar que la rigidez flexural (EI) desaparece cuando el miembro entra en el rango inelástico. El ciclo histerético termina cuando termina la excitación dinámica o cuando las cargas (fuerza o momento) sobrepasan los límites.

4.6 ENERGÍA DE ENTRADA

La energía de un sistema estructural transmitido por un sismo se define mediante la ecuación:

$$ES = EC + EA + ER$$

En donde:

ES = Energía transmitida al sistema por el sismo

EC = Energía cinética del sistema

EA = Energía debido al amortiguamiento del sistema

ER = Energía debido a la rigidez del sistema

Esta ecuación indica que la energía externa (ES) que suministra el sismo es igual a la energía interna del sistema, la misma que está conformada por la energía que absorben la masa, el amortiguador y la rigidez del sistema.

Por otra parte, la energía también puede evaluarse calculando el área comprendido en el diagrama fuerza - deformación o en el diagrama momento - curvatura.

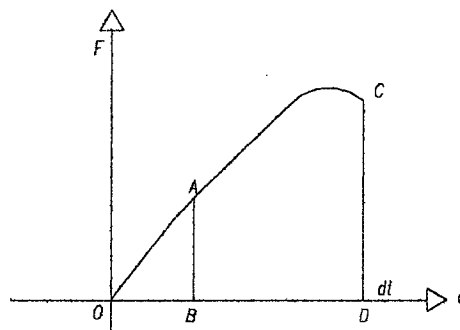


Fig. 4.6.a Diagrama Fuerza-Deformación.

En la (figura 4.6.a) se presenta el caso de un material que se ha deformado δf hasta el punto C, la energía absorbida por el material será:

$$E = \int_0^{\delta f} F d\epsilon = \text{Area OACDO}$$

Si el punto A de la curva define el rango elástico del material, se denomina resiliencia a la capacidad de absorción de energía, en el rango elástico, que corresponde al área de la figura OABO.

Si el material cuyo comportamiento se describió en la figura anterior inicia su proceso de descarga, el área rayada representa la **energía disipada**.

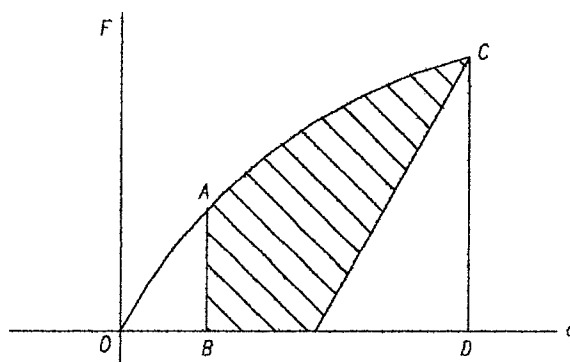


Fig. 4.6.b Energía disipada.

Mientras mayor es la capacidad de disipación de energía mayor es la deformación permanente y consecuentemente mayor es el daño.

En una estructura, se tendrá un valor de energía disipada para cada miembro, es así que en la base de las columnas de un pórtico plano al estar empotradas se considera que existe una gran cantidad de energía en este sitio

4.7 PARAMETRO DE VULNERABILIDAD

Antes de estudiar lo que es el parámetro de vulnerabilidad o índice de daño es necesario presentar una definición de vulnerabilidad.

Vulnerabilidad de una estructura o varias estructuras, se define como el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.

Existen dos formas para determinar el parámetro de vulnerabilidad o índice de daño: la una basada en métodos subjetivos y la otra basada en métodos analíticos.

Dentro de los métodos analíticos tenemos dos alternativas: el primero en evaluar mediante un modelo matemático y el otro mediante ensayos de laboratorio.

4.7.1 Daño Local

Se define el índice de daño local D para un elemento de una estructura de hormigón armado de la siguiente manera:

$$D = \delta m / \delta u + \beta / (Q_y \cdot \delta u) \int dE$$

δm = Máxima deformación local del miembro

dE = Incremento de energía disipada por el miembro

δu = Última deformación del miembro

Q_y = Carga a nivel cedente

β = Deterioro de la fuerza en el comportamiento histerético.

El segundo término de la ecuación representa la acumulación de daño por disipación de energía. A excepción de las variables β y δu , las variables restantes se obtendrán del análisis no lineal que se realice a la estructura.

4.7.2 Daño Global

En base al daño local se obtiene el índice de daño global de la estructura ID , de la siguiente manera:

$$ID = \sum \lambda_i D_i$$

Se puede calcular el índice de daño global de un solo piso; en ese caso la sumatoria se hará extensiva a los grados de libertad del piso. Por otra parte λ_i es un factor de ponderación definido de la siguiente manera:

$$\lambda_i = E_i / \sum E_i$$

Es importante destacar que E_i es la energía total del grado de libertad i no es la energía disipada.

En las estructuras un índice de daño global mayor que 0.4 significa que éstas fueron severamente dañadas, siendo muy difícil su reparación por lo que debe derrocararse. Por otro lado si el valor índice de daño está alrededor de 0.4 o menos, implica que se han formado rótulas plásticas de dimensiones considerables, que ha existido

desprendimiento del concreto. A medida que éste índice disminuya el daño será menor.

A nivel local, en una sección determinada si se presentan índices de daños mayores que 1 significa que la sección fue severamente dañada.

4.8 NORMAS PARA DETERMINAR EL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD

Siguiendo la normativa italiana se va a describir las normas correspondientes para determinar el índice de vulnerabilidad en edificios de hormigón armado dentro de los métodos subjetivos.

Anteriormente se describió que existen dos métodos para evaluar la vulnerabilidad de estructuras que son:

- 1) Los métodos analíticos
- 2) Los métodos subjetivos

Dentro de los métodos analíticos se trató el cálculo del índice de daño (I.D.) para el modelo desarrollado por Y.J. Park y prácticamente no se dijo nada sobre los métodos subjetivos, los mismos que serán tratados a continuación.

Los métodos subjetivos se fundamentan en la observación del daño registrado durante terremotos.

En esta parte se estudiará el cálculo del índice de vulnerabilidad I.V. para edificios de hormigón armado de acuerdo a la normativa italiana.

4.8.1 Normativa para Edificios

La cuantificación se realiza en una escala de valores que va desde 0 hasta 90. Mientras mayor sea el puntaje que tiene un edificio mayor será su índice de vulnerabilidad y viceversa. Para la evaluación de estructuras se clasifican en tres categorías: **A**, **B** y **C**, obteniéndose un valor de K_i de acuerdo a su clasificación.

Por otra parte, se considera 11 parámetros que tiene un peso W_i para calcular I.V., mediante la siguiente ecuación:

$$I.V. = \sum^{11} K_i.W_i$$

Los valores de K_i y W_i , están definidos en la siguiente tabla No. 1:

PARAMETRO	CLASE K_i			W_i
	A	B	C	
1.- Organización del sistema resistente	0	6	12	1.00
2.- Calidad del sistema resistente	0	6	12	1.00
3.- Resistencia convencional	0	11	22	0.50
4.- Posición edificio y cimentación	0	2	4	1.00
5.- Losas	0	3	6	0.50
6.- Configuración en planta	0	3	6	0.50
7.- Configuración en elevación	0	3	6	1.00
8.- Conexión elementos críticos	0	3	6	0.75
9.- Elementos de baja ductilidad	0	3	6	1.00
10.- Elementos no estructurales	0	4	10	0.25
11.- Estado de conservación	0	10	20	1.00

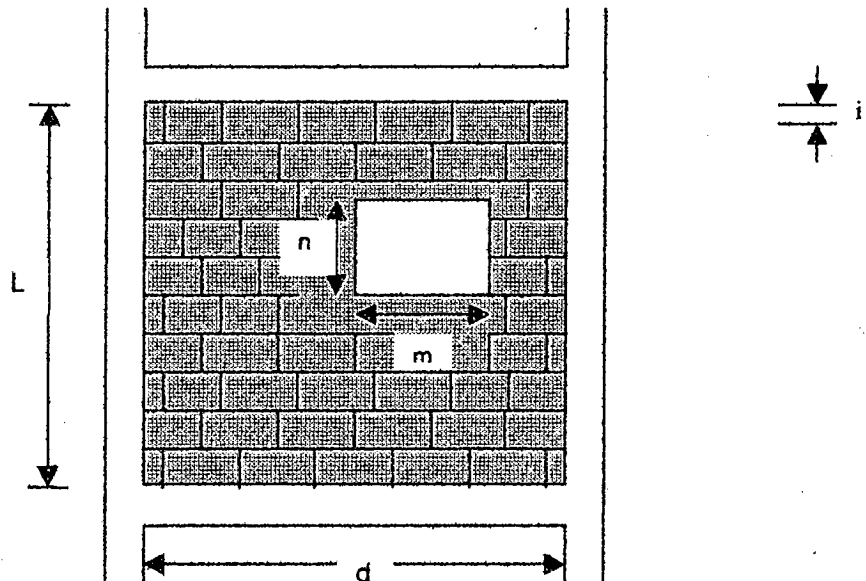
4.8.2 Organización del sistema resistente

Se evalúa la calidad del conjunto pórtico de hormigón armado.- Mampostería

A.- Edificio con sistema resistente principal constituido por muros o paneles de hormigón armado o bien de un sistema mixto de pórticos de hormigón armado y mampostería consistente que además cumplan con los siguientes requisitos:

1.- Están formados por elementos robustos (ladrillo macizo o semi – macizo, bloques prefabricados o piedra natural bien cortada) unidos con mortero de buena calidad.

2.- Los huecos de un panel de mampostería no superen el 30% de la superficie total del panel.



$$M * n \leq 0.3 * L * d$$

3.- La relación entre la altura y el espesor de la mampostería sea inferior a 20.

$$L/b \leq 20$$

4.- La mampostería en su parte superior no se encuentre a más de 1 cm. de la viga.

$$l \leq 1.0 \text{ cm.}$$

5.- La mampostería no sobresalga, respecto al filo extremo del pórtico, más del 20% de su espesor.

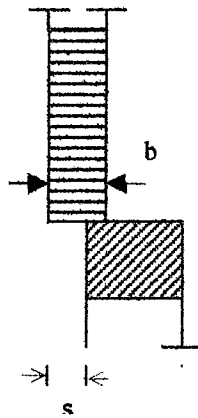
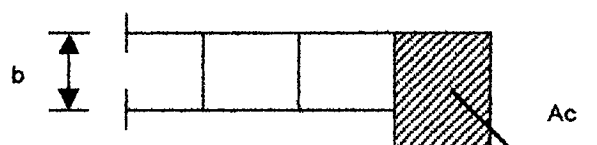


Fig. 4.10. 2 Detalle de la mampostería

$$S \leq 0.2 * b$$

6.- El área transversal de las columnas de hormigón armado en cm^2 adyacentes a las paredes sea mayor o igual a 25 veces el ancho de la mampostería en cm. De cada una de ellas, no de la suma.



Unión mampostería - columna

$$A_c \geq 25b$$

7.- La resistencia tangencial τ de los muros de mampostería sea mayor de 30 T/m².

B.- Edificios con sistema resistente principal constituido por un sistema mixto de pórticos de hormigón y muros de mampostería que no hayan cumplido los requisitos de la categoría **A** y que cumplan con los siguientes:

$$M \cdot n \leq 0.6 L \cdot d$$

$$L/b \leq 30$$

$$S \leq 0.3b$$

$$i \leq 3 \text{ cm.}$$

$$A_c \geq 20 b$$

$$\tau \geq 15 \text{ T/m}$$

C.- Pertenecen a esta clase todos los edificios no clasificados como A, o como B.

4.8.3 Calidad del sistema resistente

Mediante la observación del edificio se pretende estimar la calidad de la estructura y de la mampostería utilizada. Para tener una mejor apreciación es conveniente saber en que tiempo fue construido el edificio en base a este dato se podrá inferir qué materiales se usaban en esa época o que sistema constructivo empleaban.

Además se debe verificar:

A.- Edificio que presente las siguientes características.

1. El hormigón utilizado parece de consistencia buena, duro al rayado y bien ejecutado. No se ven grandes zonas de "Hormiguero".
2. Las barras de acero son corrugadas y no están visibles.
3. La mampostería está conformada por elementos compactos y en buen estado, el mortero no está degradado y no se hace migas fácilmente.
4. La información disponible elimina la posibilidad de una mala calidad de ejecución de la obra o de una modalidad constructiva errónea en la zona.

B.- Edificio que no pertenece a las categorías A o C.

C.- Edificio que presenta al menos dos de las siguientes características

- 1.- El hormigón es de baja calidad
- 2.- Las varillas de hacer son visibles, oxidadas o están eventualmente mal distribuidas
- 3.- Las juntas de construcción están mal ejecutadas.
- 4.- La mampostería es de mala calidad
- 5.- La calidad de ejecución – proyecto de la obra es baja

4.9 RESISTENCIA CONVENCIONAL

Este es uno de los parámetros más importantes en la cuantificación de la vulnerabilidad, ya que se considera la acción sísmica. En consecuencia, se trabajará con el espectro de diseño de la Normativa Italiana; luego se generaliza el cálculo y finalmente se hace un comentario a la clasificación que se realiza. La forma del espectro utilizado, es la siguiente:

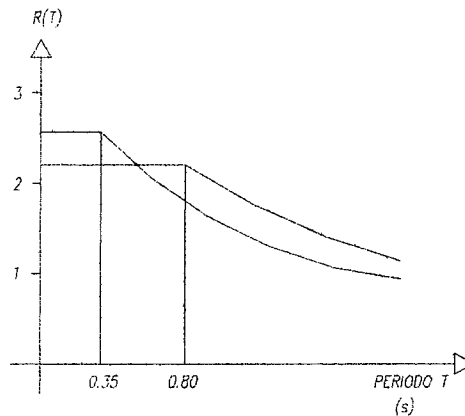


Fig. 4.11 Espectro de diseño

En el espectro se consideran, dos tipos de suelo: S1, y S2

S1.- Son rocas calcáreas, eventualmente con la capa superior alterada, un espesor máximo de 5m, u otro material caracterizado por la velocidad de la onda de corte V_s superior a 700m/s en la profundidad de interés por la cimentación del edificio.

S2.- Corresponden a depósitos aluviales profundos, de densidad baja a media, caracterizados por una velocidad de la onda de corte V_s inferior a 250m/s. entre una profundidad de 5 a 30m. e inferior a 350m/s. para profundidades mayores de 50 m. También corresponde a depósitos con espesores comprendidos entre 30 y 90m, y la velocidad de la onda de corte V_s , inferior a 500m/s.

Los parámetros que definen el espectro de la (figura 4.11) son:

Suelo	T_0	Π	R_0
S1	0.35	2/3	2.5
S2	0.80	2/3	2.5

Para la evaluación del grado de seguridad del edificio, respecto a una fuerza sísmica de referencia, se consideran las siguientes hipótesis:

- a) Acción estática equivalente, para la fuerza sísmica.
- b) Ausencia de excentricidades o irregularidades en planta
- c) Únicamente se tiene en cuenta la rigidez de los elementos estructurales en la dirección más desfavorable.
- d) La capacidad a corte de una sección, es:

$$V_c = A \cdot \tau \quad (4.6)$$

A = área de la sección transversal

τ = Resistencia tangencial del material

Con éstas hipótesis, es posible determinar la fuerza sísmica en el piso i , con la siguiente ecuación:

$$F_i = 0.4Rw_ih_i = \frac{\sum^N w_i}{\sum^N w_i h_i} \quad (4.7)$$

Donde:

W_i = Peso de la planta i

h_i = Altura del piso i , medido con respecto al suelo

n = Número de pisos.

Para el espectro de diseño, de la (figura 4.11) el valor de R , es igual a:

$$R = R_o \quad \text{Si } 0 \leq T \leq T_o.$$

$$R = R_o / (T/T_o)^r \quad \text{Si } T > T_o$$

El periodo T puede evaluarse, en forma aproximada en base al número de pisos.

$$T = 0.1n$$

Se sabe que el coeficiente sísmico, que se denotará C_s , no es más que la relación entre el corte basal V_o para el peso total de la estructura.

$$C_s = V_o/W$$

Al sumar las fuerzas laterales estáticas equivalentes, ecuación (4.7), de cada uno de los pisos se obtiene V_o y al dividir éste valor para el peso total, se encuentra:

$$C = 0.4 * R$$

Por otra parte, para evaluar la capacidad a corte, ecuación (4.6) se debe proceder de la siguiente manera:

- a) Encontrar A_o . (área mínima de las secciones resistentes en planta en m^2 respecto al área total de la cubierta.

$$A_o = \min \frac{(A_x, A_y)}{A_t}$$

A_x, A_y Area total de las secciones resistentes (hormigón armado más mampostería) en el sentido X e Y respectivamente en m^2 .

A_t es el área total cubierta.

- b) Determinar τ del conjunto estructura de hormigón armado – mampostería en (T/m^2); la misma que se obtiene como un promedio de los valores de resistencia a cortante de cada uno de los diferentes materiales, utilizando como factor de peso, el porcentaje relativo en área de cada uno de ellos.

$$T = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

- c) Determinar el cortante resistente V_r .

$$V_r = A * \tau$$

Al trabajar con fuerzas, aquí terminaría el cálculo, como se observará en el ejemplo que se desarrollará posteriormente.

- d) Encontrar el peso específico promedio ρ_m del conjunto pórtico – mampostería.

$$\rho_m = \frac{\sum \rho_{mi} \cdot A_i}{\sum A_i}$$

- e) Determinar una carga equivalente q para el peso i .

$$q = \frac{A_x + A_y}{A_t} \cdot h \cdot \rho_m + P_s$$

P_s = Peso por unidad de superficie que actúa en la losa en T/m^2 .

h = altura de los pisos en m.

- f) Se encuentra C , similar al coeficiente sísmico.

$$C = \frac{A_o \cdot T}{q * n}$$

g) Finalmente, se determina α .

$$\alpha = \frac{C}{C_s} = \frac{C}{0.4R}$$

De acuerdo a la tabla No. 1, el edificio se clasifica en **A**, **B** o **C** si:

A → $\alpha \geq 1.5$

B → $0.7 \leq \alpha < 1.5$

C → $\alpha < 0.7$

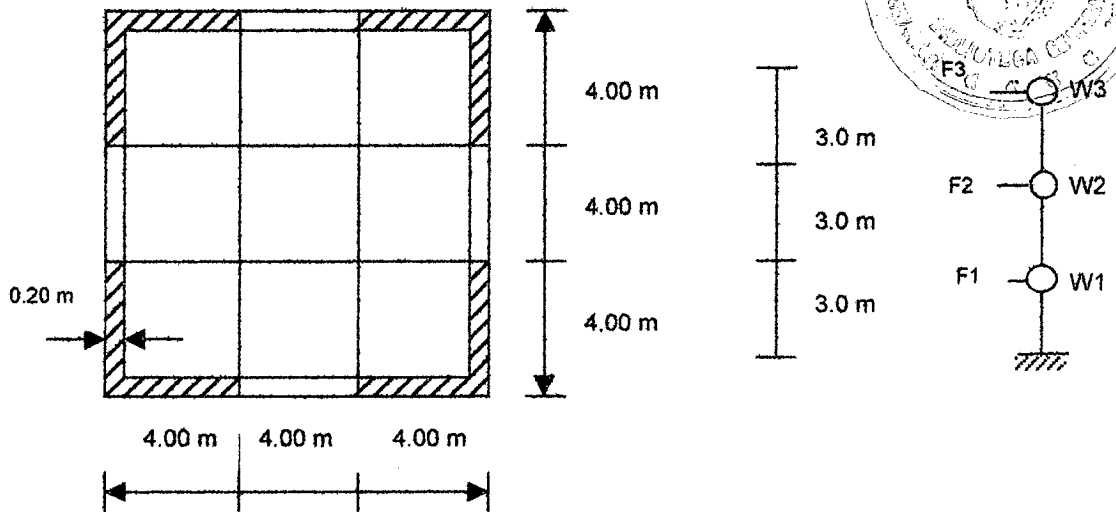
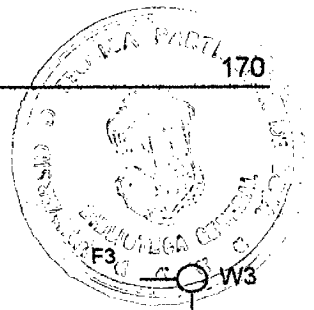
También se puede calcular α mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha = V_r/V$$

$$V = \sum F_i$$

4.10 EJEMPLO

En el edificio de 3 pisos que se muestra en la figura, determinar α . Si el peso total de cada planta es de 600 Kg/m², se encuentra en suelo S1. Para simplificar el cálculo, no se considera las columnas de hormigón armado en la determinación de la capacidad de corte. La mampostería de 20 cm de ancho y su resistencia tangencial es de 20 T/m². Los tres pisos son iguales.



Solución

$$W1 = W2 = W3 = 600 \cdot 4 \cdot 4 = 9600 \text{ kg} = 9.6 \text{ T.}$$

$$Ax = Ay = A = 16 \cdot 0.20 = 3.20 \text{ m}^2.$$

$$Vr = 20 \cdot 3.20 = 64 \text{ T.}$$

Para tres pisos $T = 0.3 \text{ sg.}$ (aproximación) y para suelo S1, de la norma italiana se obtiene $R_o = 2.5$ y $T_o = 0.35$.

$$\sum^3 W_i = 3 \cdot 9.6 = 28.8 \text{ T.}$$

$$\begin{aligned} \sum^3 h_i \cdot W_i &= 3 \cdot 9.6 + 6 \cdot 9.6 + 9 \cdot 9.6 \\ &= 172.8 \text{ T-m} \end{aligned}$$

$$F1 = 0.4 \cdot 2.5 \cdot 3 \cdot 9.6 \cdot 28.8 / 172.8$$

$$F1 = 4.8 \text{ T.}$$

$$F2 = 0.4 \cdot 2.5 \cdot 6 \cdot 9.6 \cdot 28.8 / 172.8$$

$$F2 = 9.6 \text{ T.}$$

$$F3 = 0.4 * 2.5 * 9 * 9.6 * 28.8 / 172.8$$

$$F3 = 14.4 \text{ T.}$$

$$V = V_0 = 4.8 + 9.6 + 14.4 = 28.8 \text{ T.}$$

$$\alpha = 64 / 28.8 = 2.22 > 1.5$$

Por lo tanto, el edificio corresponde a la categoría **A**

En resumen, al trabajar con cualquier espectro lo que se debe hacer es calcular V_0 , corte en la base del edificio y encontrar las fuerzas F_i considerando que estas siguen una distribución lineal. Luego se deberá seguir los lineamientos especificados en este numeral.

Se destaca que es muy aproximado la forma de evaluar la capacidad de corte de la estructura pero es el procedimiento adecuado dentro de los métodos subjetivos para evaluar el Índice de Vulnerabilidad I.V.

Un valor alto de α indica que la estructura es muy rígida, en consecuencia la ductilidad disminuye pudiendo presentarse una falla frágil.

CAPÍTULO 5

**NORMATIVA DE DISEÑO
SISMORRESISTENTE**

5 NORMATIVA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

5.1 Introducción

Todas las estructuras deberán ser diseñadas y contruidas de forma tal que resistan las fuerzas laterales sísmicas, por lo tanto, en el presente capítulo se recopilará información de las normas existentes para el cálculo de las Fuerzas Sísmicas Mínimas en países como Ecuador, Perú, y Chile, luego con los resultados obtenidos se harán comparaciones y se podrá establecer las diferencias entre los países antes mencionados.

Es necesario señalar que el cálculo de las Fuerzas laterales se lo realizará únicamente por el METODO ESTATICO, ya que en nuestro medio no existen construcciones de tal magnitud que obliguen el cálculo por el Método Dinámico, además el código de nuestro país no contiene especificaciones para el análisis dinámico.

5.2 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGUN EL CODIGO PERUANO

Consideraciones generales.

La fuerza sísmica mínima a ser considerada como actuante sobre una estructura, será determinada de acuerdo a estas normas:

Las fuerzas sísmicas horizontales calculadas serán aplicadas en dos direcciones principales de la estructura, o en las direcciones más desfavorables. El análisis puede ser realizado independientemente en cada dirección.

Se entiende que si hay una buena concepción estructural con condiciones simétricas y distribución uniforme de masas y rigideces, un peso mínimo en los pisos superiores, una adecuada selección de los materiales usados, y si son observados buenos métodos de construcción, el comportamiento de la estructura durante un temblor es gratamente mejorado.

Especial cuidado deberá ponerse en los elementos no estructurales que no son considerados en el análisis, con el fin de evitar un efecto sísmico desfavorable de la estructura.

Se evitará la construcción de edificios en áreas de posibles derrumbamientos o avalanchas.

Factores considerados en el diseño sísmico.

Consideraciones regionales.

El territorio peruano está dividido en tres regiones sísmicas:

Región 1.- Compuesta por los departamentos de Arequipa, Moquegua, Tacna y la parte del sudeste del departamento de Inca y Ayacucho.

Región 2.- Compuesta por toda la costa, las montañas y la alta selva, y parte de la selva central.

Región 3.- Compuesta por el área de selva, excepto la parte central, la cual ha sido incluida en la región 2.

- Uso de los edificios.

Los edificios de acuerdo a su uso pueden ser clasificados como sigue:

A.- Edificios rurales y de bajo costo de hasta dos pisos.

Dentro de estos están las estructuras que están de acuerdo con las recomendaciones dadas en el apéndice a y b.

B.- Edificios ordinarios.

Constituyen los edificios de oficinas, edificios de apartamentos, residencias, etc.

C.- Edificios públicos.

Edificios donde hay gran concentración de gente reunida (teatros, cines, estadios, gimnasios, etc.) o edificios que contienen servicios públicos vitales (plantas eléctricas, servicios telefónicos, plantas abastecedoras de agua, estación de bomberos, etc) y edificios cuyos ocupantes requieren condiciones especiales (hospitales, cárceles, etc.)

D.- Construcciones especiales.

Desde el punto de vista sísmico, las construcciones especiales son aquellas cuya falla puede ser parcial o total, que presenta además de los peligros usuales, peligros adicionales semejantes como son: hornos calientes, calderas, grandes almacenes capaces de producir llamas, reactores atómicos con riesgo de radiación, etc. Este tipo de construcción está localizada de modo que evite cualquier peligro al área urbana, en caso de daño sísmico.

El estudio de la resistencia sísmica de la estructura incluye una aplicación del criterio sugerido en la determinación del factor sísmico que estará sujeto a un reporte especial realizado por el Ingeniero quien diseñó la estructura. El factor sísmico fijado para este tipo de construcción nunca será menor del fijado para edificios públicos.

Clasificación de los suelos desde el punto de vista sísmico.

Se han considerado tres tipos de suelos:

I Suelos duros.- Compuestos de rocas, suelos rocosos, suelos densos con bajo contenido de agua.

II Suelos blandos.- Compuestos por suelos de baja capacidad portante.

III Suelos sísmicamente indeseables.- Aquí se encuentran las zonas cuyo suelo está cerrado por laderas, suelos limitados de peñascos, lechos de río, suelos sumamente escabrosos, arenas flojas saturadas.

En el caso de suelos *II* y *III*, las fundaciones son diseñadas de tal forma que los asentamientos diferenciales y la vibración desordenada de la base sea mínima en caso de un terremoto o temblor.

Los edificios del tipo "D" no serán levantados sobre suelos tipo *III*, en el diseño y construcción de edificios de los tipos "A", "B" y "C" sobre suelos del tipo *III*, serán tomadas las máximas precauciones, y los factores sísmicos indicados en estas normas son incrementados.

En el planeamiento urbano, los suelos tipo *III* serán usados como áreas verdes o zonas de recreación.

5.2.1 FUERZAS SISMICAS

La fuerza horizontal mínima en la base usada en el análisis debe ser calculada mediante la siguiente fórmula:

$$H = U \cdot K \cdot C \cdot P$$

a) Coeficiente U

Factor que depende del uso del edificio y de la región sísmica, el mismo que se lo indica en la tabla No. 1.

TABLA No. 1

Coeficiente Sísmico “U” de acuerdo a la Región Sísmica y al Uso del Edificio

REGION				
		1	2	3
	A	Diseño y construcción de acuerdo al apéndice A		
	B	1.0	0.8	0.6
	C	1.2	1.0	0.7
	D	De acuerdo al uso del edificio “D”		

b) Coeficiente K

Este es un factor de modificación, usado o tomado de acuerdo a la respuesta de la estructura ante una acción sísmica, de acuerdo a la capacidad de absorción de energía.

Los tipos de edificios y sus respectivos coeficientes K, se indican a continuación:

TIPO P.- $K = 1.33$ para edificios con estructuras tipo cajón, en los cuales las cargas horizontales y verticales son tomadas como paredes sísmicas, espacios para elevadores y otros elementos rígidos.

TIPO Q.- $K = 1.00$ para edificios los cuales no han sido considerados en cualquiera de las otras categorías.

TIPO R.- $K = 0.80$ para edificios cuya estructura ha sido diseñada para resistir un 25% del cortante base. Las estructuras son capaces de tomar el 25% de la fuerza horizontal del edificio cuando son consideradas como independientemente actuantes, y el 100% de ser soportadas por la suma de todos los elementos resistentes.

La distribución es hecha de acuerdo con su rigidez relativa principal. Los elementos rígidos están compuestos de: diafragmas, cajas para elevadores, etc.

TIPO S.- $K = 0.67$ para estructuras cuya armazón resiste la fuerza horizontal y los elementos rígidos no interfieren con su libre vibración.

La ductilidad de una estructura está dada por la relación entre la deformación del edificio en el límite del colapso y la deformación cuando el edificio empieza a ceder.

Los elementos dúctiles pueden obtenerse desde el concreto reforzado si se cumple con las indicaciones siguientes:

- Evitar elementos delgados que pueden colapsar durante la acción sísmica.
- El diseño de secciones de los elementos resistentes.
- Confinar el concreto en las zonas donde el esfuerzo está concentrado como son: las juntas, las vigas, y los extremos de columna.
- El acero reforzado sujeto a tensión debe tener suficiente longitud para prevenir anclajes débiles, y las conexiones deben hacerse en zonas donde no existe tensión crítica.

- Las juntas de construcción no causarán debilidad en la continuidad de los elementos de la estructura.

c) Coeficiente C

Este factor determina el porcentaje de carga más una parte de la carga viva, y está expresada por la siguiente fórmula:

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

En donde:

T = Período fundamental de vibración de la estructura, en segundos, en la dirección bajo consideración.

El periodo fundamental de vibración T , será determinado en función de las características estructurales y de la distribución de las masas del edificio. De otro modo las siguientes fórmulas deben ser usadas.

1. Para edificios donde los elementos que resisten la fuerza lateral son formados solo por marcos, y las paredes del pozo del elevador, con la siguiente fórmula.

$$T = 0.09 * h / \sqrt{D}$$

En donde:

D = Dimensión horizontal del edificio en la dirección bajo análisis.

h = Altura total del edificio, en metros

II. Para edificios con pocas paredes y grandes ventanas.

$$T = 0.07 * h / \sqrt{D}$$

III. Para edificios de muchas paredes, abundantes divisiones, y ventanas pequeñas en la dirección bajo estudio.

$$T = 0.05 * h / \sqrt{D}$$

IV. El periodo de vibración en edificios del tipo "S", deben ser calculadas por la fórmula:

$$T = 0.1 * n$$

En donde:

n = Número de pisos del edificio.

d) Determinacion de los valores de P

P es igual a la carga total permanente del edificio más un porcentaje de carga viva la cual es determinada como sigue:

- A.- En depósitos o almacenes, el 80% del peso total.
- B.- En edificios públicos el 50% de la carga viva.
- C.- En edificios ordinarios el 25% de la carga viva.
- D.- En techos y terrazas de los edificios antes mencionados, el 25% de la carga viva.

5.2.2 DISTRIBUCION VERTICAL DE LAS FUERZAS HORIZONTALES

$$F_i = 0.95 * H \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}$$

En donde:

H = Fuerza horizontal o cortante total en la base del edificio.

W_i = Peso del piso i.

h_i = Altura del nivel i, con respecto a la base.

5.3 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGUN EL CODIGO ECUATORIANO

Toda estructura debería ser diseñada y construida para resistir las fuerzas laterales sísmicas totales que se suponen actúan en la dirección de cada uno de los ejes principales de la estructura, pero no simultáneamente de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$V = I * K * C * S * W$$

a) Coeficiente I

Coeficiente que depende de la importancia del edificio para su funcionamiento, se utiliza un valor de:

I = 1.50 para servicios esenciales, es decir, para construcciones que deben ser seguras y utilizables después de un terremoto a fin de preservar la seguridad y la salud del público en general, como son: hospitales y servicios de cirugía, centros de operación y comunicación, estaciones de bomberos y policía.

I = 1.25 para cualquier edificio destinado especialmente a reuniones de más de 300 personas en un solo local, como: iglesias, teatros, escuelas y auditorios.

I = 1.00 para todos los demás edificios.

b) Coeficiente K

Coeficiente numérico de fuerza horizontal que depende del sistema estructural y de la naturaleza de la estructura en sí misma. A los tipos de construcción que tienen una resistencia apropiada a los sismos y que se han comportado bien durante los sismos se les ha asignado valores bajos de K; y por el contrario a las estructuras que no se han comportado bien y que son esencialmente débiles para resistir la acción dinámica del movimiento sísmico del suelo se les ha asignado valores altos de K. Por consiguiente el coeficiente K establece un nivel mínimo para el cual cada sistema estructural debe ser analizado.

TIPO O DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS	VALOR DE K
• Para estructuras que no especifiquen nada en particular.....	1.00
• Edificios con un sistema (en este tipo de estructuras las fuerzas laterales exigidas son resistidas por diafragmas o pórticos arriostrados.....	1.33
• Edificios con diafragmas	0.80
• Edificios o estructuras antisísmicas	0.67
• Tanques elevados + todo el contenido apoyado en 4 ó más pilares arriostrados entre sí	2.50
• Estructuras que no sean edificios y otros que no sean los indicados en este cuadro	2.00

c) Coeficiente C

Coeficiente numérico el cual debe calcularse con la fórmula:

$$C = \frac{1.00}{1.5\sqrt{T}} \leq 0.12$$

En donde:

T = período elástico fundamental de vibración del edificio o estructura, en segundos, y en la dirección bajo consideración, el período T debe establecerse usando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis apropiadamente sustentado. En ausencia de una determinación del período como el indicado anteriormente, el valor de T para edificios puede determinarse mediante la siguiente fórmula:

$$T = \frac{0.09 * h}{\sqrt{D}}$$

En donde:

hn = altura sobre la base del edificio, en metros.

D = dimensión de la estructura en metros, en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

Para edificios o estructuras antisísmicas, es decir, estructuras que sean capaces de resistir el 100% de las fuerzas laterales y que no esté encerrado o adjunto a elementos más rígidos que tiendan a impedir que los pórticos puedan resistir las fuerzas laterales, T puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$T = 0.10 * N \geq 0.3 \text{ seg}$$

Siendo:

N = número total de pisos.

d) Coeficiente S

Coeficiente numérico para la resonancia de la estructura en el sitio

$$1.5 \geq S \geq 1.0$$

y el valor de S debe determinarse mediante la siguiente fórmula:

$$\left. \begin{array}{l} S = 1 + T/T_s - 0.5*(T/15)^2 \\ S \text{ para } T/T_s = 1 \text{ ó menos} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{para viviendas} \\ \text{pequeñas} \end{array}$$

$$S = 1.2 + 0.6*T/T_s - 0.3 * (T/T_s)^2$$

S para $T/T_s = 1$ ó más

En donde:

T = período elástico fundamental de vibración del edificio, en segundos y en la dirección bajo consideración.

Ts = período característico del suelo. El intervalo de los valores de Ts puede establecerse en base a datos geotécnicos apropiadamente sustentados, pero no pueden ser menores de 0.5 seg ni mayores de 2.5 seg.

Quando Ts no se establece adecuadamente el valor de S debe ser igual a 1.5; el producto $C * S$ no debe exceder de 0.14.

En forma aproximada y de acuerdo con el tipo de terreno se considera los siguientes valores de Ts.

TIPO DE SUELO	Ts
• Para roca firme y conglomeraciones totalmente cementadas y cualquier sitio donde el lecho de roca firme o conglomerado esté localizado a una profundidad igual o menor a 3m ó menor de 10m, en combinación con suelos granulares (arena y piedra pequeña) densos y muy densos...	0.50
• Para lugares medios, que consiste en arenas, suelos granulares y tierras ligeramente arcillosas de 3 – 20m de profundidad	1.50
• Para lugares flojos que consideren terrenos arenosos y granulares con una profundidad mayor de 20m, con mal drenaje y terrenos arcillosos o montañosos	2.50

d) Coeficiente W

W es la carga muerta total incluyendo la carga de tabiques divisorios. Cuando se trata de ocupaciones para almacenaje o depósitos W será igual a la carga muerta total más el 25% de la carga viva del piso.

Según norma establecida por el C.E.C debe considerarse una fuerza adicional Ft concentrada en la parte superior de la estructura, la misma que será calculada mediante la siguiente fórmula:

$$F_t = 0.007 * T * V$$

En donde:

T = período fundamental de vibración de la estructura

V = fuerza lateral total o corte en la base.

- F_t no necesita exceder de $0.25 * V$ y puede considerarse nula cuando T sea menor o igual a 0.7 seg.

La fuerza F_x horizontal en cada nivel se halla mediante la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) - W_x * h_x}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i}$$

5.4 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGUN EL CODIGO CHILENO

El esfuerzo de corte basal por el método estático se determinará en conformidad con la siguiente fórmula:

$$Q_o = K_1 * K_2 * C * P$$

En donde:

Q_o = esfuerzo de corte basal

a) Coeficiente K_1

Coeficiente relativo al uso del edificio; sus valores se dan en la Tabla 1.

TABLA 1
VALORES DEL COEFICIENTE K1

Uso o destino de la estructura.	K1
(a)	1.2
(b)	1.0
(c)	0.8

b) Coeficiente K2

Coeficiente relativo a la forma estructural; sus valores se dan en la Tabla 2

TABLA 2
VALORES DEL COEFICIENTE K2

Forma estructural	K2
(d)	1.2
(e)	1.0
(f)	0.8

Los literales a, b, c, d, e y f, se refieren a la clasificación de los edificios, la misma que se detalla a continuación.

- Clasificación de los edificios:

1.- De acuerdo su uso o destino.

a) Edificios gubernamentales, municipalidades, de servicios públicos o de utilidad pública (como correos y telégrafos, radioemisoras, plantas de bombeo, centrales eléctricas y telefónicas, cuarteles de policía, etc.); aquellos cuyo uso es de especial

importancia en caso de catástrofes (como hospitales, postas de primeros auxilios, etc.); aquellos cuyo contenido es de un gran valor (como bibliotecas, museos, etc.); y aquellos donde existe frecuentemente aglomeración de personas (como escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones terminales, etc.).

b) Edificios destinados a la habitación privada o al uso público, pero en donde no es usual la aglomeración de personas (como viviendas, edificios de departamentos o de oficinas, hoteles, restaurantes, etc.), plantas o instalaciones industriales, bodegas para materiales o equipos, y edificios cuya falla pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo (a).

c) Construcciones aisladas o provisionales no destinadas a la habitación, no clasificables según (a) ó (b), (como establos, graneros, etc.) y cuya falla no puede causar daños a edificios de los grupos (a) ó (b).

2.- De acuerdo a su forma estructural.

d) Edificios en general, excepto:

e) Aquellos edificios cuyos pisos y cubiertas estén constituidos por diafragmas rígidos.

f) Aquellos edificios incluidos en (e) y que resistan las fuerzas horizontales exclusivamente por marcos rígidos de ductilidad adecuada. Se entiende que tiene ductilidad adecuada los marcos rígidos de acero cuyas conexiones están realizadas con remaches, pernos calibrados, pernos de fricción o uniones soldadas, con exclusión de pernos no calibrados, y los marcos rígidos de hormigón armado en cuyos

nudos las armaduras aseguren un confinamiento del hormigón en todas direcciones, suficiente para desarrollar en ellos una rótula plástica.

c) Coeficiente C

Coeficiente expresado por la fórmula:

$$C = 0.10 \text{ para } T < T_0$$

$$C = 0.10 \frac{2 \cdot T \cdot T_0}{T^2 + T_0^2} \text{ para } T > T_0$$

En donde:

T = período fundamental del edificio en la dirección considerada, expresado en segundos.

T₀ = parámetro dimensional, dado en la Tabla 3.

TABLA 3

Clase de suelo de fundación.	T ₀ (segundos)
• Roca, grava densa, grava arenosa densa	0.20
• Arena densa, suelos cohesivos duros o firmes	0.30
• Suelos granulares sueltos, suelos cohesivos medianos o blandos.....	0.90

Pero, en todo caso el valor de C no podrá ser inferior a 0.06

c) Coeficiente P

Peso total del edificio sobre el nivel basal. Este peso será igual a la suma del peso propio de la parte del edificio que queda sobre el nivel basal más un porcentaje de la sobrecarga de cálculo que no podrá ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público pero donde no es usual la aglomeración de personas o cosas (como viviendas, edificios de departamentos o de oficinas, hoteles, restaurantes, etc.), ni a 50% en construcciones donde es frecuente la aglomeración de personas o cosas (como museos, bibliotecas, tribunas, teatros, archivos, almacenes, bodegas, edificios industriales y otros similares), pudiendo ser cero para la sobrecarga de cálculo de techos. Se omitirá incluir el peso de estructuras menores sobre el edificio.

En edificios de un piso, el esfuerzo de corte basal no podrá ser inferior a $0.12 * P$, y en edificios de varios pisos el esfuerzo de corte basal no podrá ser inferior a $0.06 * P$.

5.4.1 DISTRIBUCION VERTICAL DE LAS FUERZAS SISMICAS.

Las fuerzas horizontales aplicadas al nivel de cada piso se calcularán con la fórmula:

$$F_k = \frac{P_k * A_k}{\sum_{j=1}^n P_j * A_j} Q_0$$

En donde:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_k - 1}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

En donde:

k, j = Número de orden del piso o cubierta, contado desde el nivel basal, el que lleva el número de orden cero.

F_k = fuerza aplicada al nivel del piso de orden k . $F_0=0$.

$P_k(P_j)$ = peso del piso de orden $k(j)$

$A_k(A_j)$ = coeficiente que multiplica a $P_k(P_j)$.

Z_k = altura del piso de orden k sobre el nivel basal.

Q_0 = esfuerzo de corte basal.

n = número de pisos del edificio sobre el nivel basal.

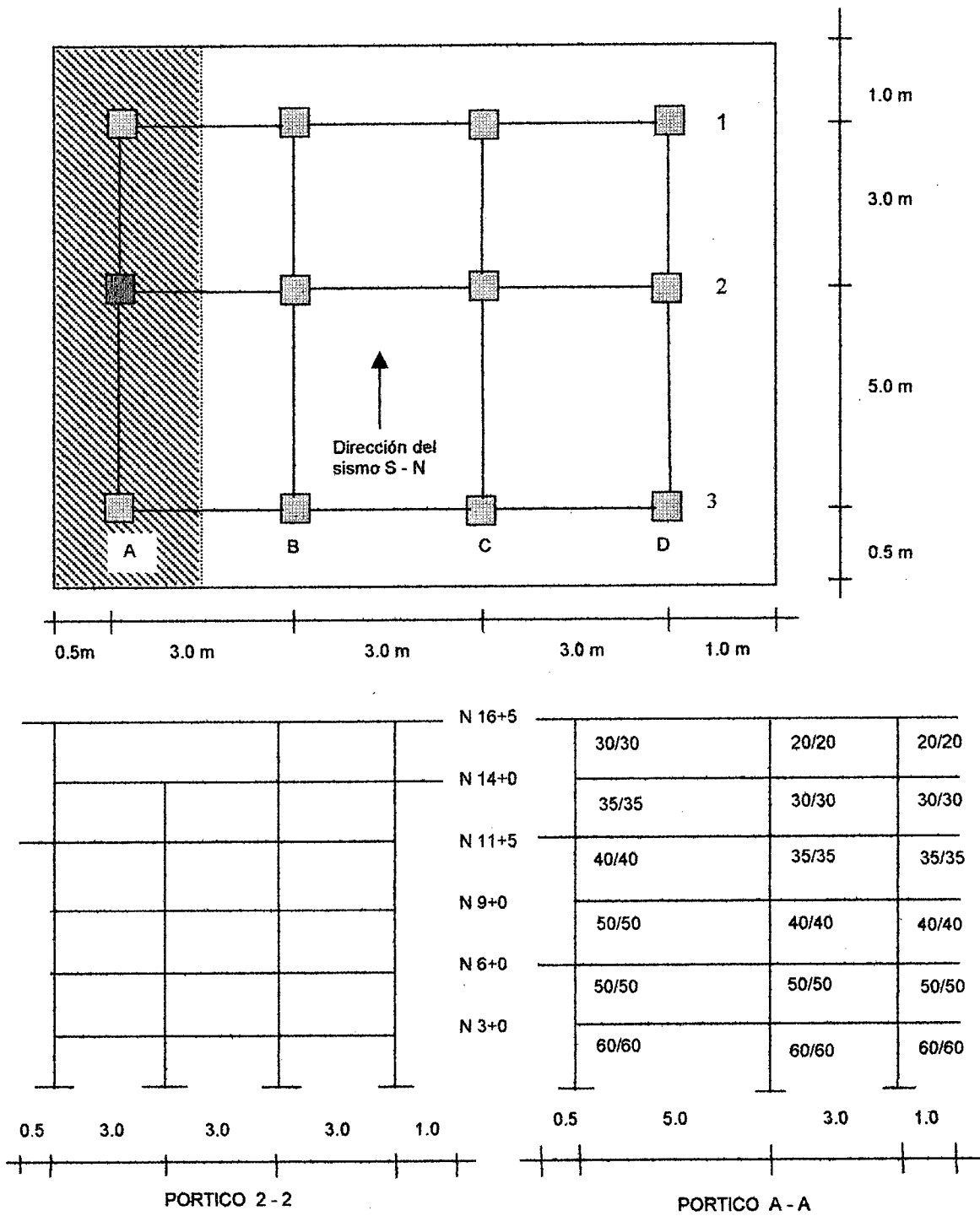
H = altura total del edificio sobre el nivel basal, sin considerar las estructuras menores sobre el edificio.

5.5 ANALISIS COMPARATIVO DE LAS FORMULAS UTILIZADAS PARA EL CALCULO DE LA FUERZA BASAL

ECUADOR	PERU	CHILE
$V = I * K * C * S * W$	$H = U * K * C * P$	$Q_0 = K_1 * K_2 * C * P$
I = Factor de importancia del edificio (desde 1 hasta 1.50)	U = Factor que depende del uso del edificio (desde 0.8 hasta 1.20)	K_1 = Factor que depende del uso del edificio (desde 0.8 hasta 1.20)
K = Coeficiente que depende del sistema estructural (desde 0.67 hasta 2.50)	K = Factor de modificación de acuerdo a la respuesta sísmica (desde 0.67 hasta 1.33)	K_2 = Factor relativo a la forma estructural (desde 0.80 hasta 1.20)
C = Coeficiente numérico que depende del periodo de vibración (≤ 0.12)	C = Coeficiente numérico que depende del periodo de vibración	C = Coeficiente numérico que depende del periodo de vibración (≥ 0.06)
S = Coeficiente de resonancia ($1.5 \geq S \geq 1.0$)		
W = Carga muerta total	P = Carga muerta total más un porcentaje de carga viva	P = Carga muerta total más un porcentaje de carga viva

5.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Determinar la carga horizontal sobre la columna A2, para un edificio de oficinas cuya carga viva es de 250 kg/m2.



Según el Código Ecuatoriano:

NIVEL	Alt. Column s. h	C.M. (T/m2)	AREA	C.M (Ton)	Peso Adic.	C.M. Mayora da	25 % C.V	Wx	hx	Wx.hx	Fx
16 + 5		0.3	33.25	9.98		13.97		13.97	16.50	230.51	1.37
	2.50				1.02	1.43 15.40					
14 + 0		0.35	27.00	9.45		13.23 28.63		28.63	14.00	400.82	2.38
	2.50				1.82	2.54 31.17					
11 + 5		0.38	19.00	7.22		10.00 41.28		41.28	11.50	474.70	2.82
	2.50				2.43	3.40 44.68					
9 + 0		0.40	13.50	5.40		7.56 52.24		52.24	9.00	470.16	2.79
	3.00				4.10	5.75 57.99					
6 + 0		0.45	14.25	6.41		8.98 66.97		66.97	6.00	401.81	2.39
	3.00				5.40	7.56 74.53					
3 + 0		0.48	13.50	6.48		9.07 83.60		83.60	3.00	350.81	1.49
	3.00				7.78	10.89 94.49					
Σ=										2228.83	13.23

$V=I \cdot K \cdot C \cdot S \cdot W$

- I = 1.00
- K = 1.00

$$T = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$$

$$T = \frac{0.09 * 16.50}{\sqrt{8.00}} = 0.53 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1.00}{15 * \sqrt{T}} = 0.092$$

$$S = 1.5$$

El producto $C * S$ no necesita ser mayor de 0.14

$$C * S = 0.092 * 1.5$$

$$C * S = 0.138 = 0.14$$

$$V = 1.00 * 1.00 * 0.14 * 94.49$$

$$V = 13.23 \text{ Ton.}$$

$$F_x = \frac{13.23}{2228.81} * 230.51$$

$$F_x = 1.37 \text{ Ton.}$$

Según el Código Peruano:

$$H = U * K * C * P$$

$$U = 1.00$$

$$K = 1.00$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

$$T = 0.1 * n = 0.1 * 6 = 0.60 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.60}} = 0.059$$

- $P = \text{Carga muerta} + 25\% \text{ de Carga viva}$

$$P = 94.49 + 12.801 = 107.29 \text{ Ton.}$$

$$H = 1.00 * 1.00 * 0.059 * 107.29 = 6.33 \text{ Ton.}$$

$$F_i = 0.95 * H \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}$$

$$F_1 = 0.95 * 6.33 * 230.51 / 2228.83 = 0.62 \text{ Ton.}$$

$$F_2 = 1.08$$

$$F_3 = 1.28$$

$$F_4 = 1.27$$

$$F_5 = 1.08$$

$$F_6 = 0.95$$

Según el Código Chileno:

$$Q_0 = K_1 * K_2 * C * P$$

- $K_1 = 1.0$

- $K_2 = 1.0$

- $C = 0.10 \text{ Para } T < T_s$

$$T_o = 0.20 \text{ de la Tabla No. 3}$$

$$T = 0.1 * n = 0.1 * 6 = 0.6 \text{ seg.}$$

$$C = 0.10 \frac{2 * T * T_o}{T^2 + T_o^2}$$

$$C = 0.10 \frac{2 * 0.60 * 0.30}{0.60^2 + 0.30^2} = 0.08$$

- P = Carga muerta + 25% de Carga viva.

$$P = 94.49 + 12.801 = 107.29 \text{ Ton.}$$

$$Q_o = K_1 * K_2 * C * P$$

$$Q_o = 1.0 * 1.0 * 0.08 * 107.29 = 8.58 \text{ Ton.}$$

$$F_k = \frac{P_k * A_k}{\sum_{j=1}^n P_j * A_j} Q_o$$

$$F_1 = 8.58 \frac{230.51}{2228.83} = 0.89$$

$$F_2 = 1.54$$

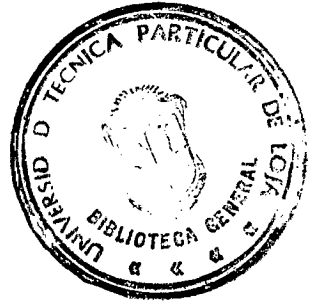
$$F_3 = 1.83$$

$$F_4 = 1.81$$

$$F_5 = 1.55$$

$$F_6 = 1.35$$

De los resultados obtenidos con la aplicación de las fórmulas que existen en cada uno de los códigos, podemos observar que el Código Ecuatoriano es más conservador con relación a los otros dos países, ya que el valor de la fuerza basal es prácticamente el doble del valor de Chile y tres veces mayor que el del Perú, cabe recalcar que nuestro país no está dividido en zonas sísmicas, es por ello que en el código no se da un valor tomando en cuenta las regiones sísmicas.



CAPÍTULO 6

PROGRAMA E.S.E

6.1 Introducción

El programa E.S.E. ha sido desarrollado en un lenguaje de programación profesional de los más actualizados que existen como es el Visual Basic 5.0. Este programa se lo ha realizado con el fin de brindar al usuario una información rápida y específica acerca de todos los requisitos necesarios para obtener una buena estructuración sísmica de edificios, además las consecuencias que se presentan cuando no ha sido posible llegar a tener una excelente estructuración, etc.

También se lo puede considerar como un sistema de ayuda ya que está programado de una manera totalmente independiente para cada tema que se desee investigar.

6.2 Manejo del Programa

- En la primera parte aparecerá una ventana con cinco carpetas en forma horizontal, en las cuales constan los temas de cada uno de los capítulos desarrollados en el presente trabajo investigativo.
- Luego con el uso del mouse nos ubicamos en cualquiera de los temas e inmediatamente se presenta un listado vertical de todos los subtemas.
- Nuevamente con el mouse se ubica en el tema que se desea investigar y automáticamente se presenta en la pantalla el contenido y gráficos correspondientes.
- En la parte superior izquierda aparece un botón en el que dice MENU, este nos permite regresar a las opciones primarias.
- Finalmente existe también en la parte superior izquierda una opción que dice Archivo, en la que consta la opción SALIR para terminar dicha investigación.

6.3 BREVE RESUMEN DEL CONTENIDO DEL PROGRAMA E.S.E.

Dentro del tema ESTRUCTURACION podemos encontrar temas como son: los efectos que causan el movimiento del suelo al edificio, factores importantes que se deberían estudiar para obtener una buena estructuración como son amortiguamiento, ductilidad y torsión, además existen algunos criterios de estructuración como son el peso, sencillez, simetría y regularidad en planta, la rigidez.

También se puede encontrar varios requisitos para el dimensionamiento geométrico de los principales elementos estructurales como vigas, columnas, losas, muros de rigidez, tanto para estructuras de concreto como para estructuras de acero.

En lo que se refiera a la CONFIGURACION existen temas de importancia como son: la influencia de la configuración sobre el comportamiento sísmico, configuración con esquinas interiores, irregularidades significativas de configuración, configuraciones escalonadas verticalmente, determinación de la configuración.

En el tema DISEÑO SISMICO encontramos toda la información sobre el diseño sísmico de acuerdo al tipo y uso del edificio, aquí se dan las soluciones de diseño y constructivas para edificios importantes como escuelas, universidades, hoteles, hospitales, bibliotecas, edificios de almacenaje, estaciones de bomberos, etc.

En la carpeta que contiene DETERMINACION DEL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD, podemos obtener información acerca de: amenaza sísmica, normas para determinar el parámetro o índice de vulnerabilidad, normativa para edificios de hormigón armado.

Finalmente dentro del tema NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE encontramos una amplia información acerca de las diferentes normas que existen en nuestro país así como en Perú y Chile y a la vez un análisis comparativo de las mismas, y además las conclusiones y recomendaciones más convenientes para el análisis de la fuerza basal.

CONCLUSIONES
y
RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Una vez desarrollados los diferentes temas de la presente investigación podemos concluir lo siguiente:

- 1.- Una mala configuración de la estructura en su conjunto hace que las fuerzas sísmicas produzcan esfuerzos superiores a la resistencia de algún material o conexión estructural específica, y por ello falla pudiendo llegar al colapso total de la estructura.
- 2.- La asimetría de un edificio incrementa los valores de momentos de torsión, los cuales pueden causar el colapso de la estructura, es por ello que la simetría de una estructura es una característica valiosa de la configuración.
- 3.- Los análisis sísmicos han demostrado que la configuración más conveniente para un edificio (o de sus partes) es la circular, la poligonal, la cuadrada o una aproximada a estas, ya que la resistencia y rigidez de los elementos estructurales en cualquier posición son aproximadamente las mismas y por tanto, su resistencia a un sacudimiento sísmico en cualquier dirección es la misma.
- 4.- El uso de formas regulares y simétricas en las estructuras hace que estas respondan de una manera satisfactoria ante la acción de los movimientos sísmicos.
- 5.- La carga vertical es la que casi siempre hace que el edificio colapse, ya que durante un terremoto, generalmente los edificios se caen hacia abajo y no hacia delante, esto se debe a que las fuerzas laterales agotan la resistencia de la estructura

mediante flexión y esfuerzo cortante en las columnas, vigas y muros y luego la gravedad atrae a la estructura debilitada o distorsionada hacia abajo.

6.- El amortiguamiento evita la oscilación del edificio y el mayor o menor amortiguamiento de una estructura depende de las conexiones de los elementos estructurales, y de los materiales empleados en la construcción.

7.- Los elementos no estructurales pueden alterar profundamente el comportamiento esperado de una estructura, ya sea absorbiendo o concentrando energía en un punto no diseñado para soportarlo.

8.- Cuando en una estructura existe un piso débil hace que las fuerzas sísmicas de la misma o cualquier deformación estructural consecuente, tiendan a concentrarse en el piso más débil o en el punto de discontinuidad, en lugar de distribuirse de manera más uniforme entre todos los pisos. Es decir, las deformaciones en este serán mucho mayores que las de otros pisos y por tanto este piso experimentará esfuerzos y daños mayores.

9.- El Programa E.S.E. es un sistema de gran ayuda para obtener una información rápida y simplificada acerca de cualquier tema tratado en la presente investigación, ya que está realizado de una manera independiente para cada subtema. Esto nos permite tener acceso directo a cada bloque de información de los diferentes contenidos.

RECOMENDACIONES:

1.- Los elementos estructurales se deben unir entre si para hacerlos funcionar como una unidad; de otro modo se necesitará juntas o separaciones estructurales.

2.- El Arquitecto y el Ingeniero deben trabajar en estrecha relación para lograr un edificio que sea resistente a los sismos, así como funcional y estéticamente aceptable.

3.- Se debe tratar de que la masa de una estructura esté distribuida de manera más o menos uniforme para obtener una plante simétrica con masas uniformes de pisos, muros y columnas, de tal manera que los elementos resistentes a los sismos sean colocados simétricamente en todas direcciones para que la estructura reaccione con una rigidez equilibrada y evitar la torsión o rotación de la misma.

4.- Se debe diseñar una estructura, de tal manera que las vigas se comporten plásticamente, antes que las columnas. Esto significa, una columna fuerte y viga débil ya que cuando una viga empieza a fallar irá de un comportamiento elástico a uno inelástico y empezará a deformarse permanentemente, esta acción absorberá y disipará una parte de las fuerzas sísmicas. En cambio cuando se realiza un diseño de columna débil – viga fuerte causa sorprendentemente el colapso total del edificio.

5.- Se debe ubicar los sistemas resistentes como marcos rígidos, muros resistentes, y marcos contraventeados de preferencia en la periferia de la estructura, para resistir los movimientos de volteo y torsión, ya que las fuerzas sísmicas pueden provenir de cualquier dirección.

6.- Cuando se presentan estructuras alargadas en planta, se aconseja dividir a las mismas en edificios más pequeños y regulares separados por juntas sísmicas para evitar el roce y el golpeteo entre ellos.

7.- Se recomienda hacer un análisis dinámico de una estructura cuando se trata de torres, edificios escalonados verticalmente como el caso del edificio del Banco de la

Vivienda en Loja. Y el código mexicano recomienda realizar el análisis dinámico cuando el periodo fundamental de vibración es de mínimo 6 segundos.

8.- Se recomienda hacer uso del Programa E.S.E. para formarse una idea general de la importancia de cada tema, para luego acudir a la tesis misma con el objetivo de obtener información más amplia de cada tema a investigarse.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

AGUIAR ROBERTO, Análisis Dinámico Espacial. Editorial ESPE 1989

AGUIAR ROBERTO, Índice de vulnerabilidad sísmica de edificios

AMERICAN CONCRETE ENGINEERING, Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (A. C. I) y Comentarios, Primera Edición 1995

ANDERSON JAMES, TRIFUNAC MIHAILO, BERTERO VITELVO, Seminario Sismoresistente, VII Jornadas de Ingeniería Civil, Guayaquil 1980

ANDRADE R. Cálculo de la Respuesta Dinámica de la estructura. Quito 1990

ASOCIACION DE INGENIEROS ESTRUCTURALES, Memorias del Primer Seminario sobre Edificios de Mediana Altura.

ASOCIACION DE PRODUCTORES DE CEMENTO, Diseño Sísmico de Estructuras de Cemento.

BARBAT ALEX, Cálculo Sísmico de las Estructuras, Editores Técnicos Asociados S. A , España 1983

CENTRO PERUANO - JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES, Seminarios SISMID 1990

CHRISTOPHER ARNOLD, ROBERT REITHERMAN; Manual de configuración y diseño sísmico de edificios

DOWRICK. D. J, Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos, Editorial Limusa

INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, Earthquake Resistant Regulations a World List 1973 , Gakujutsu Bunken Fukyu – Kai, April 1973

NEWMARK NATHAN, Introducción a la ingeniería Sismo Resistente. Universidad de Venezuela 1976

PONCE J. C. Comparación de los periodos de vibración al considerar y no el efecto de Interacción Suelo – Estructura, Quito 1989

RASCON, O.A; Notas de la materia diseño sísmico de edificios, curso internacional de ingeniería sísmica.

ROSENBLVETH E, N. M. NEWMARK, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Editorial Diana, México 1978 , Primera Edición.

TORRES FABIAN, Estructuras IV, Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

WILBUR, J. B. y NORRIS, Elementary Structural Analysis.

INDICE

INDICE

CAPITULO 1

ESTRUCTURACIÓN

<i>Contenido</i>	<i>Página</i>
1.1 Introducción.....	1
1.1.1 El desarrollo del conocimiento.....	1
1.2 MOVIMIENTO DEL SUELO.....	2
1.2.1 La naturaleza del movimiento del suelo.....	2
1.2.2 Medida del movimiento del suelo.....	5
1.3 REACCIÓN DEL EDIFICIO AL MOVIMIENTO DEL SUELO.....	7
1.3.1 Fuerzas de inercia.....	7
1.3.2 Periodo y resonancia.....	9
1.3.3 Amortiguamiento, ductilidad y torsión.....	12
1.3.3.1 Amortiguamiento.....	12
1.3.3.2 Ductilidad.....	12
1.3.3.3 Torsión.....	13
1.3.4 Resistencia y rigidez.....	16
1.3.5 Sistemas resistentes.....	17
1.3.5.1 Diafragmas.....	19
1.3.5.2 Muros resistentes al cortante y marcos contraventeados.....	20
1.3.5.3 Marcos resistentes al momento.....	21
1.3.6 Elementos no estructurales.....	22
1.4 DISCONTINUIDAD DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ.....	23

	Contenido	Página
1.4.1	El problema general.....	23
1.4.1.1	El piso débil.....	24
1.4.2	Soluciones.....	25
1.4.3	Muros de cortantes discontinuos.....	26
1.4.4	Variación en la rigidez de las columnas.....	26
1.4.5	Columna débil, viga fuerte.....	27
1.4.6	Interacción entre muros de cortante y marcos.....	28
1.4.7	Modificaciones no estructurales.....	31
1.5	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.....	32
1.5.1	Introducción.....	32
1.5.2	Características generales deseables.....	33
1.5.2.1	Peso.....	34
1.5.2.2	Sencillez, Simetría y regularidad en planta.....	34
1.5.2.3	Plantas poco alargadas.....	37
1.5.2.4	Sencillez, Simetría y regularidad en elevación.....	38
1.5.2.5	Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.....	40
1.5.2.6	Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.....	41
1.6	SISTEMAS ESTRUCTURALES Y DE CIMENTACION.....	42
1.6.1	Marcos.....	42
1.6.2	Muros de rigidez.....	43
1.6.3	Cimentaciones.....	45
1.7	FACTORES DE REDUCCION POR DUCTILIDAD.....	46

<i>Contenido</i>	<i>Página</i>
1.8 REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS	47
1.8.1 Aspectos generales.....	47
1.8.2 Estructuras de concreto.....	48
1.8.2.1 Introducción.....	48
1.8.2.2 Materiales.....	48
1.8.2.3 Requisitos para vigas.....	49
1.8.2.4 Requisitos para columna.....	52
1.8.2.5 Requisitos para uniones viga – columna.....	55
1.8.2.6 Requisitos para losas planas.....	57
1.8.2.7 Requisitos para muros de rigidez.....	57
1.9 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO.....	58
1.9.1 Conceptos generales.....	58
1.9.2 Material.....	59
1.9.3 Requisitos geométricos.....	60
1.9.3.1 Requisitos para vigas y columnas.....	61
1.9.3.1.1 Requisitos para vigas.....	61
1.9.3.1.2 Requisitos para columnas.....	62
1.10 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	63
1.10.1 Conceptos generales.....	63
1.10.2 Métodos de diseño.....	65
1.10.2.1 Detalles para aislar elementos arquitectónicos.....	65

CAPITULO 2**CONFIGURACION**

	Contenido	Página
2.1	NATURALEZA DE LA CONFIGURACION.....	69
2.2	IMPORTANCIA DE LA CONFIGURACION.....	70
2.3	LA CONFIGURACION Y LOS REGLAMENTOS.....	72
2.4	INFLUENCIA DE LA CONFIGURACION SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO.....	73
2.4.1	Introducción.....	73
2.4.2	Escala.....	74
2.4.3	Altura.....	75
2.4.4	Tamaño horizontal.....	76
2.4.5	Proporción.....	77
2.4.6	Simetría.....	78
2.4.7	Distribución y concentración.....	81
2.4.8	Densidad de la estructura en planta.....	83
2.4.9	Esquinas.....	85
2.4.10	Resistencia perimetral.....	86
2.4.11	Redundancia.....	87
2.5	IRREGULARIDADES SIGNIFICATIVAS DE CONFIGURACIONES SENCILLAS.....	88
2.5.1	Variaciones de resistencia y rigidez perimetrales.....	88
2.5.2	Situación del núcleo, falsa simetría.....	93

	<i>Contenido</i>	<i>Página</i>
2.6	CONFIGURACION CON ESQUINAS INTERIORES.....	95
2.6.1	Definición.....	95
2.6.2	Problemas.....	96
2.6.3	Soluciones.....	98
2.7	CONFIGURACIONES ESCALONADAS VERTICALMENTE.....	101
2.7.1	Definición.....	101
2.7.2	Problemas.....	102
2.7.3	Soluciones.....	103
2.8	DETERMINACION DE LA CONFIGURACION.....	104
2.8.1	Introducción.....	104
2.8.2	Determinantes.....	106

CAPITULO 3

DISEÑO SISMICO

3.1	EL DISEÑO SISMICO Y EL TIPO DE EDIFICIO.....	109
3.2	INTRODUCCION	109
3.3	SOLUCIONES DEL DISEÑO SISMICO DE ACUERDO AL USO DEL EDIFICIO.....	110
3.3.1	Oficinas de baja altura.....	110
3.3.2	Oficinas de mediana a gran altura.....	111
3.3.3	Residencial, multifamiliar de baja altura.....	112

Contenido	Página
3.3.4 Residencial de gran altura.....	113
3.3.5 Instalaciones médicas de baja altura.....	115
3.3.6 Instalaciones médicas de mediana a gran altura.....	116
3.3.7 Educacional de baja altura.....	117
3.3.8 Educacional de gran altura.....	118
3.3.9 Comercial de baja altura.....	119
3.3.10 Comercial de un solo piso.....	120
3.3.11 Industrial de un solo piso.....	121
3.3.12 Techos de gran claro.....	122
3.3.13 Estación de bomberos, mantenimiento de vehículos.....	123
3.3.14 Biblioteca de mediana a gran altura con estantería integrada.....	124
3.4 PRINCIPIO DE DISEÑO SISMICO.....	125
3.4.1 Objetivos del diseño sísmico.....	125
3.4.2 Características que definen la acción sísmica.....	126
3.4.3 Características de los edificios que definen la respuesta a sismos.....	126
3.4.3.1 Periodo natural de vibración.....	127
3.4.3.2 Amortiguamiento viscoso.....	128
3.4.3.3 Curvas carga - deformación inelástica.....	129
3.4.4 Características de los principales materiales estructurales.....	132
3.4.4 Comportamiento de elementos estructurales.....	135

CAPITULO 4**DETERMINACION DEL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD**

Contenido	Página
4.1 INTRODUCCION.....	140
4.2 AMENAZA SISMICA.....	140
4.2.1 Peligrosidad.....	141
4.2.2 Zonas fuentes.....	142
4.2.2.1 Mapa tectónico.....	143
4.2.3 Potencial sísmico.....	144
4.3 LEYES DE ATENUACION.....	145
4.3.1 Dispersión geométrica.....	146
4.3.2 Atenuación anelástica.....	147
4.3.3 Atenuación de energía.....	147
4.3.4 Rotación entre parámetros sísmicos.....	149
4.4 EVALUACION.....	149
4.4.1 Valor de A_0	150
4.4.2 Forma del espectro.....	151
4.4.3 Espectros suavizados.....	152
4.4.4 Espectros en función de la distancia.....	153
4.5 MODELOS HISTERETICOS.....	153
4.6 ENERGIA DE ENTRADA.....	155
4.7 PARAMETRO DE VULNERABILIDAD.....	157

<i>Contenido</i>	<i>Página</i>
4.7.1 Daño local.....	157
4.7.2 Daño global.....	158
4.8 NORMAS PARA DETERMINAR EL PARAMETRO DE VULNERABILIDAD..	159
4.8.1 Normativa para edificios de hormigón armado.....	160
4.8.2 Organización del sistema resistente.....	161
4.8.3 Calidad del sistema resistente.....	163
4.9 RESISTENCIA CONVENCIONAL.....	164
4.10 EJEMPLO.....	169

CAPITULO 5

NORMATIVA DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

5.1 INTRODUCCION.....	172
5.2 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGÚN EL CODIGO PERUANO.....	172
5.2.1 Fuerzas sísmicas.....	175
5.2.2 Distribución vertical de las fuerzas horizontales.....	180
5.3 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGÚN EL CODIGO ECUATORIANO.....	180
5.4 NORMAS DE DISEÑO SISMICO SEGÚN EL CODIGO CHILENO.....	185

<i>Contenido</i>	<i>Página</i>
5.4.1 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.....	189
5.5 ANALISIS COMPARATIVO DE LAS FORMULAS UTILIZADAS PARA EL CALCULO DE LA FUERZA BASAL.....	190
5.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	191

CAPITULO 6

PROGRAMA E.S.E.

6.1 INTRODUCCION	196
6.2 MANEJO DEL PROGRAMA	196
6.3 BREVE RESUMEN DEL CONTENIDO DEL PROGRAMA	197
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	199
BIBLIOGRAFIA	203
INDICE	205